



**TUGAS AKHIR TERAPAN - RC 145501**

# **PERENCANAAN ULANG JEMBATAN KALI ANYAR DESA BANTUR KABUPATEN MALANG KILOMETER 24+650 BALEKAMBANG JAWA TIMUR DENGAN MENGUNAKAN BALOK BETON KONVENSIONAL**

**NUR QURROTA A'YUN  
NRP.3114 030 144**

**RR. ATIT SALMA  
NRP. 3114 030 159**

**Dosen Pembimbing 1  
Ir. CHOMAEDHI, CES,Geo  
NIP. 195503191984031001**

**Dosen Pembimbing 2  
Ir. IBNU PUDJI RAHARDJO, Ms  
NIP. 19600105198603100**

**PROGRAM STUDI DIPLOMA TIGA TEKNIK SIPIL  
DEPARTEMEN TEKNIK INFRASTRUKTUR SIPIL  
FAKULTAS VOKASI  
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER  
2017**



**TUGAS AKHIR TERAPAN - RC 145501**

**PERENCANAAN ULANG JEMBATAN KALI ANYAR  
DESA BANTUR KABUPATEN MALANG KILOMETER  
24+650 BALEKAMBANG JAWA TIMUR DENGAN  
MENGUNAKAN BALOK BETON KONVENSIONAL**

**NUR QURROTA A'YUN  
NRP.3114 030 144**

**RR. ATIT SALMA  
NRP. 3114 030 159**

**Dosen Pembimbing 1  
Ir. CHOMAEDHI, CES,Geo  
NIP. 195503191984031001**

**Dosen Pembimbing 2  
Ir. IBNU PUDJI RAHARDJO, Ms  
NIP. 19600105198603100**

**PROGRAM STUDI DIPLOMA TIGA TEKNIK SIPIL  
DEPARTEMEN TEKNIK INFRASTRUKTUR SIPIL  
FAKULTAS VOKASI  
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER  
2017**



**TUGAS AKHIR TERAPAN - RC 145501**

**THE REDESIGN OF KALIANYAR BRIDGE  
STRUCTURE IN BANTUR VILLAGE KM 24+650  
BALEKAMBANG, MALANG EAST OF JAVA USING  
REINFORCED CONCRETE BEAMS SYSTEM**

**NUR QURROTA A'YUN  
NRP.3114 030 144**

**RR. ATIT SALMA  
NRP. 3114 030 159**

**COUNSELOR LECTURER 1  
Ir. CHOMAEDHI, CES,Geo  
NIP. 195503191984031001**

**COUNSELOR LECTURER 2  
Ir. IBNU PUDJI RAHARDJO, Ms  
NIP. 19600105198603100**

**CIVIL INFRASTRUCTURE ENGINEERING DEPARTMENT  
VOCATIONAL FACULTY  
SEPULUH NOPEMBER INSTITUTE OF TECHNOLOGY  
2017**

**LEMBAR PENGESAHAN**  
**PERENCANAAN ULANG JEMBATAN KALI ANYAR DESA**  
**BANTUR KABUPATEN MALANG KILOMETER 24+650**  
**BALEKAMBANG JAWA TIMUR DENGAN**  
**MENGGUNAKAN BALOK BETON KONVENSIONAL**

Surabaya, 21 Juli 2017

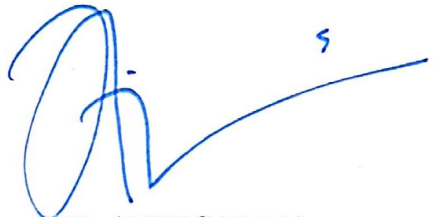
Disusun Oleh

**Mahasiswa I**



**NUR QURROTA A'YUN**  
3114030144

**Mahasiswa II**



**RR. ATIT SALMA**  
3114030159

Mengetahui

25 JUL 2017

**Dosen Pembimbing 1**

**Dosen Pembimbing 2**



**Ir. CHOMAEDHI, CES.Geo**  
NIP. 19600105198603100

**Ir. IBNU PUDJI RAHARDJO, Ms**  
NIP. 195503191984031001

DEPARTEMEN TEKNIK INFRASTRUKTUR






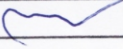
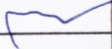


**KEMENTERIAN RISET, TEKNOLOGI, DAN PENDIDIKAN TINGGI**  
**INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER**

**FAKULTAS VOKASI**  
 DEPARTEMEN TEKNIK INFRASTRUKTUR SIPIL  
 Kampus ITS, Jl. Menur 127 Surabaya 60116  
 Telp. 031-5947637 Fax. 031-5938025  
<http://www.diplomasipil-its.ac.id>

**ASISTENSI TUGAS AKHIR TERAPAN**

**Nama** : 1 Nur Qurrota A'yun 2 Rr. Att Salma  
**NRP** : 1 3114030144 2 3114030159  
**Judul Tugas Akhir** :

**Dosen Pembimbing** : Ir. Ibnu Rudy Raharjo  
 Ir. Chamaedhi, CES, GEO

No	Tanggal	Tugas / Materi yang dibahas	Tanda tangan	Keterangan		
1.	24 Februari 2017	Memperbaiki gambar dan hitungan bangunan atas				
				B	C	K
2.	3 Maret 2017	Cek Momen dan tulangan pelat lantai		<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
		Sertakan SNI pada setiap hitungan				
				B	C	K
3	24 Maret 2017	Cek girder, gambar & hitungan perhatikan momen & torsi bagi segmen girder menjadi lebih banyak agar lebih detail.		<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
		Cek penulangan girder		B	C	K
				<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
4	26 Maret 2017	Cek tulangan torsi pada girder tepi dan tengah				
		Cek gambar dan detailan		B	C	K
		Cari SNI penyaturan tulangan (panjang)		<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
5	31 Maret 2017	Cek hitungan diafragma				
		Cari data tanah yang dekat dgn jembatan		B	C	K
		Uraikan cari data SPT		<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
		Cari referensi terkait daya dukung tanah				

**Ket** :  
 B = Lebih cepat dari jadwal  
 C = Sesuai dengan jadwal  
 K = Terlambat dari jadwal



**KEMENTERIAN RISET, TEKNOLOGI, DAN PENDIDIKAN TINGGI**  
**INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER**

**FAKULTAS VOKASI**

DEPARTEMEN TEKNIK INFRASTRUKTUR SIPIL

Kampus ITS, Jl. Menur 127 Surabaya 60116

Telp. 031-5947637 Fax. 031-5938025

<http://www.diplomasipil-its.ac.id>

**ASISTENSI TUGAS AKHIR TERAPAN**

**Nama** : 1 Nur Qurrota A'yun 2 Pr. Alit Salma  
**NRP** : 1 31110301411 2 3111030159  
**Judul Tugas Akhir** :

**Dosen Pembimbing** : Ir. Ibnu Pudji Rahardjo, M.S  
 Ir. Chamaedhi CES, GEO

No	Tanggal	Tugas / Materi yang dibahas	Tanda tangan	Keterangan		
6.	7 April 2017	Mencari data tanah yang mendekati area		B	C	K
				<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
7.		Mengganti bentang sambatan dimensi Abutment, dan memperbaiki hitungan daya dukung		B	C	K
				<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
8.	31 Mei 2017	Cek reaksi gempa, memperbaiki komposisi, mengganti dimensi pancang		B	C	K
				<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
9.	2 Juni 2017	Cek kembali perhitungan abutment Cek panjang pengaluran dan geser vertikal dan efisien tigas Wingwall tidak menggunakan tekanan tanah		B	C	K
				<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
				B	C	K
				<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>

Ket :

B = Lebih cepat dari jadwal

C = Sesuai dengan jadwal

K = Terlambat dari jadwal





**BERITA ACARA**  
**TUGAS AKHIR TERAPAN**  
PROGRAM STUDI DIPLOMA TIGA TEKNIK SIPIL  
DEPARTEMEN TEKNIK INFRASTRUKTUR SIPIL  
FAKULTAS VOKASI ITS

No. Agenda :  
037713/IT2.VI.8.1/PP.06.00/2017

Tanggal : 12 Juli 2017

Judul Tugas Akhir Terapan	Perencanaan Ulang Jembatan Kali Anyar Desa Bantur Kab. Malang Km 24+650 Balekambang Jatim dengan Menggunakan Beton Konvensional		
Nama Mahasiswa 1	Nur Qurrota A'yun	NRP	3114030144
Nama Mahasiswa 2	Rr. Atit Salma	NRP	3114030159
Dosen Pembimbing 1	Ir. Chomaedhi, CES. Geo NIP 19550319 198403 1 001	Tanda tangan	
Dosen Pembimbing 2	Ir. Ibnu Pudji R, MS NIP 19600105 198603 1 003	Tanda tangan	

URAIAN REVISI	Dosen Penguji
..... ..... ..... .....	Ir. Ibnu Pudji R, MS NIP 19600105 198603 1 003
1. Cantumkan gbr. layout & elevasi. 2. Elev. muka lantai jembatan berdasarkan elev. g. k. kontur. 3. Sediakan ukuran gambar. <i>Aswaleem</i>	 M. Khoiri, ST. MT. PhD NIP 19740626 200312 1 001
1. Lihat Revisi Judul TA. ✓ 2. Koreksi jarak tulangan plat gbr no 6. ✓ 3. Gbr. Plat t. dan ✓ 4. Gbr. no 10 → Jarak segmen tul. geser. ✓ 5. Check gbr no 19 & 20 → tidak jelas ✓	 Ir. Agung Bp, M.Eng. PhD NIP 19620328 198803 1 001
..... ..... ..... .....	NIP -

PERSETUJUAN HASIL REVISI			
Dosen Penguji 1	Dosen Penguji 2	Dosen Penguji 3	Dosen Penguji 4
Ir. Ibnu Pudji R, MS NIP 19600105 198603 1 003	M. Khoiri, ST. MT. PhD NIP 19740626 200312 1 001	Ir. Agung Bp, M.Eng. PhD NIP 19620328 198803 1 001	- NIP -

Persetujuan Dosen Pembimbing Untuk Penjiilidan Buku Laporan Tugas Akhir Terapan	Dosen Pembimbing 1	Dosen Pembimbing 2
	 Ir. Chomaedhi, CES. Geo NIP 19550319 198403 1 001	 Ir. Ibnu Pudji R, MS NIP 19600105 198603 1 003

**PERENCANAAN ULANG JEMBATAN KALIANYAR  
DESA BANTUR KABUPATEN MALANG KM 24+650  
BALEKAMBANG, JAWA TIMUR DENGAN  
MENGUNAKAN STRUKTUR BALOK BETON  
KONVENSONAL.**

Nama Mahasiswa : 1. Nur Qurrota A'yun  
2. Rr. Atit Salma  
NRP : 1. 3114030144  
2. 3114030159  
Jurusan : Departemen Infrastruktur Teknik Sipil  
FV- ITS  
Dosen Pembimbing : 1. Ir. Chomaedi, CES.Geo  
2. Ir. Ibnu Pudji Rahardjo, MS

**Uraian Singkat**

Jembatan Kalianyar terletak Di Desa Bantur Sungai Kalianyar Kabupaten Malang KM 24+650 Ruas Balekambang-Kedungsalem Provinsi Jawa Timur. Jembatan ini memiliki bentang 40,6 meter dan lebar 7 meter dengan menggunakan jenis struktur Beton pratekan. Pada tugas ini penulis akan memodifikasi Jembatan Kalianyar dengan menggunakan balok beton konvensional.

Jembatan dengan struktur balok beton konvensional adalah salah satu dari berbagai jenis jembatan yang dapat digunakan untuk menghubungkan tepi daratan ke tepi daratan selanjutnya. Jembatan ini akan didesain simetris dimana pada jarak 14 meter dari 2 abutment akan ditambahkan 2 pilar sejarak 20,6 meter, sehingga didapatkan bentang total 48,6 meter dan lebar jembatan 9,4 meter. Karena terbagi dengan 2 bentang berbeda maka jembatan ini didesain dengan menggunakan 2 balok memanjang yang memiliki dimesi berbeda yaitu 700x1600mm untuk bentang 20,6 meter dan 500x1100mm untuk bentang 14 meter.

Lokasi pembangunan jembatan ini merupakan hutan dimana pada ujung-ujung jembatan dikelilingi semak belukar. Jembatan ini memiliki jenis tanah berlumpur dan berbatu sehingga penulis

merencanakan jenis pondasi tiang pancang dengan D500 sebanyak 12 buah untuk pilar dan D400 sebanyak 10 buah pada abutmen.

Dari perhitungan desain yang dimodifikasi dari struktur Jembatan Kalianyar diperoleh bentuk tiang sandaran dengan dimensi 200mm x 200mm dengan tinggi 1,2 m, pelat lantai kendaraan dengan tebal 250mm. Jembatan ini juga akan dipasang elastomer berdimensi 480 x 380 x 187 mm dengan jumlah lapisan karet dalam 10 buah.

***Kata kunci: Jembatan Kalianyar, Abutment, Pelat Lantai, Struktur balok beton konvensional***

**THE REDESIGN OF KALIANYAR BRIDGE STRUCTURE  
IN BANTUR VILLAGE KM 24+650 BALEKAMBANG,  
MALANG EAST OF JAVA USING REINFORCED  
CONCRETE BEAMS SYSTEM.**

Name	: 1. Nur Qurrota A'yun 2. Rr. Atit Salma
Registration Number	: 1. 3114030144 2. 3114030159
Departement	: Diploma III Civil Infrastructure Engineering FV- ITS
Counselor Lecturer	: 1. Ir. Chomaedi, CES.Geo 2. Ir. Ibnu Pudji Rahardjo, MS

**ABSTRACT**

Kalianyar Bridge is located in Bantur Village, Kalianyar River, KM 24 + 650 district of Balekambang-Kedungsalem, Malang. The bridge with long expanse 40.6 meters and a width of the bridge 7 meters. The bridge use a type of prestressed Concrete structure. In this task the author will modify the Kalianyar Bridge by using conventional concrete beams.

Bridges with conventional concrete beam structures are one of the many types of bridges that can be used to connect one edge to the next. This bridge will be designed symmetrically where at a distance of 14 meters from 2 abutments will be added 2 pillars of 20.6 meters, so the bridge has a total span of 48.6 meters and 9.4 meters wide bridge. Because it is divided into 2 different spans, the bridge is designed using 2 long beams that have different dimensions of 700x1600mm for spans of 20.6 meters and 500x1100mm for 14 meters span.

Location of this bridge construction is a forest where at the ends of the bridge surrounded by bushes. This bridge has a kind of muddy and rocky soil so the authors plan the type of pile foundation with D500 as many as 12 pieces for pillars and D400 as many as 10 pieces on abutmen.

From the calculation of a modified design of the structure Kalianyar Bridge is obtained in the form of pole backrest with dimensions of 200mm x 200mm with the height of 1,2m, the floor plate of vehicles with a thickness of 250mm. This bridge will be installed elastomer dimension 480 x 380 x 187 mm with the number of rubber layer in 10 pieces.

***Key word : Jembatan Kalianyar, Abutment, Pelat Lantai, Struktur balok beton konvensional***

## **KATA PENGANTAR**

Puji syukur penulis panjatkan kehadirat Allah SWT karena berkat Rahmat dan Karunia-Nya penulis dapat menyelesaikan penyusunan skripsi ini. Shalawat serta salam semoga senantiasa terlimpah curahkan kehadiran Nabi Muhammad SAW, kepada keluarganya, para sahabatnya, hingga kepada umatnya hingga akhir zaman amin.

Penulis tugas akhir ini diajukan untuk memenuhi salah satu syarat kelulusan dalam jenjang perkuliahan Diploma III Institut Teknologi Sepuluh Nopember. Dalam penulisan tugas akhir ini tidak lepas dari hambatan dan saran serta kerjasama dari berbagai pihak, khususnya pembimbing, segala hambatan tersebut akhirnya dapat diatasi dengan baik.

Penulis menyadari bahwa tugas akhir ini jauh dari kata sempurna sehingga penulis membutuhkan kritik dan saran yang bersifat membangun untuk kemajuan pendidikan di masa yang akan datang. Selanjutnya dalam penulisan skripsi ini penulis banyak diberi bantuan oleh berbagai pihak.

Dalam kesempatan ini penulis dengan tulus hati mengucapkan terimakasih kepada :

1. Kedua orang tua dan saudara-saudara kami tercinta, sebagai penyemangat terbesar bagi kami, yang telah banyak memberikan dukungan moril maupun materiil, serta do'anya.
2. Bapak Ir. Chomaedi, CES.Geo dan Bapak Ir. Ibnu Pudji Rahardjo, MS selaku dosen pembimbing yang telah banyak memberikan bimbingan, arahan dan motivasi dalam penyusunan proposal tugas akhir.
3. Teman-teman terdekat kami yang tidak bisa disebutkan satu persatu, terimakasih atas bantuan dan saran-saran yang telah diberikan selama proses pengerjaan proposal tugas akhir ini.

Penulis menyadari bahwa dalam penyusunan proposal tugas akhir ini masih banyak kekurangan, untuk itu penulis



mengharapkan kritik dan saran yang membangun demi kesempurnaan proposal tugas akhir ini. Akhir kata, semoga apa yang penulis sajikan dalam laporan ini dapat memberikan manfaat bagi pembaca, penulis dan semua pihak.

## DAFTAR ISI

ABSTRAK .....	i
KATA PENGANTAR.....	v
DAFTAR ISI .....	vii
DAFTAR GAMBAR .....	xiii
BAB I PENDAHULUAN .....	1
<b>1.1 Latar belakang .....</b>	<b>1</b>
<b>1.2 Rumusan Masalah .....</b>	<b>2</b>
<b>1.3 Maksud dan Tujuan .....</b>	<b>2</b>
<b>1.4 Batasan Permasalahan .....</b>	<b>3</b>
<b>1.5 Manfaat.....</b>	<b>3</b>
<b>1.6 Data Teknis .....</b>	<b>4</b>
<b>1.7 Peta Lokasi .....</b>	<b>5</b>
<b>1.8 Eksisting Dan Rencana .....</b>	<b>5</b>
BAB II TINJUAUAN PUSTAKA .....	9
<b>2.1 Definisi Jembatan .....</b>	<b>9</b>
<b>2.2 Dasar-dasar Perencanaan.....</b>	<b>9</b>
<b>2.3 Data Bahan.....</b>	<b>10</b>
2.3.1 Beton .....	10
2.3.2 Baja.....	11
2.3.3 Tanah .....	11

<b>2.4 Dasar-dasar perhitungan .....</b>	<b>11</b>
<b>2.5 Analisis Pembebanan Struktur Jembatan .....</b>	<b>13</b>
2.5.1 Beban Mati .....	13
2.5.2 Beban Hidup .....	13
2.5.3 Beban Lateral .....	17
2.5.4 Beban Tekanan Aktif Akibat Gempa .....	25
2.5.5 Kombinasi Beban .....	28
<b>2.6 Perencanaan Bangunan Atas .....</b>	<b>29</b>
2.6.1 Perencanaan Sandaran .....	29
2.6.2 Perencanaan Kerb .....	35
2.6.3 Perencanaan Pelat Lantai .....	37
2.6.4 Perencanaan Gelagar .....	45
2.6.5 Perencanaan Diafragma .....	61
2.6.6 Perencanaan Perletakan .....	61
<b>2.7 Perencanaan Bangunan Bawah .....</b>	<b>65</b>
2.7.1 Perencanaan Kepala Jembatan .....	65
2.7.3 Pondasi Tiang Pancang Tunggal .....	70
<b>BAB III METODOLOGI .....</b>	<b>75</b>
<b>3.1 Pengumpulan Data .....</b>	<b>75</b>
<b>3.2 Studi Literatur .....</b>	<b>75</b>
<b>3.3 Pembebanan .....</b>	<b>75</b>
<b>3.4 Analisa Struktur .....</b>	<b>76</b>
<b>3.5 Kontrol Kestabilan Struktur .....</b>	<b>78</b>

<b>3.6. Perencanaan Bangunan Bawah. ....</b>	<b>78</b>
<b>3.7. Penggambaran Hasil Perencanaan.....</b>	<b>79</b>
<b>3.8 Diagram Alir Metodologi.....</b>	<b>80</b>
<b>BAB IV PERENCANAAN BANGUNAN ATAS .....</b>	<b>83</b>
<b>4.1 Perencanaan Awal Struktur.....</b>	<b>83</b>
4.1.1 Perencanaan Pelat Lantai .....	83
4.1.2 Perencanaan Dimensi Gelagar .....	84
4.1.3 Perencanaan Dimensi Diafragma .....	85
4.1.4 Rekapitulasi Data Perencanaan. ....	86
<b>4.2 Perencanaan Struktur Sekunder .....</b>	<b>87</b>
4.2.1 Perencanaan Pipa Sandaran.....	87
4.2.2 Perencanaan Tiang Sandaran .....	90
4.2.3 Perencanaan KERB .....	95
4.2.4 Perencanaan Pelat Lantai .....	98
4.2.5 PERHITUNGAN PELAT KANTILEVER	115
4.2.6 Perencanaan Girder .....	121
4.2.7 Perencanaan Diafragma.....	368
<b>BAB V PERENCANAAN BANGUNAN BAWAH .....</b>	<b>381</b>
<b>5.1 Perencanaan Abutment Kiri (Abt 1) .....</b>	<b>381</b>
5.1.1 Desain Dimensi Abutment .....	381
5.1.2 Perencanaan Pondasi Abutment .....	382
5.1.3 Kontrol Stabilitas Abutment.....	408
5.1.4 Perhitungan Pile Cap .....	412

5.1.5	Perhitungan Dinding Abutment .....	424
5.1.6	Perhitungan Longitudinal Stopper .....	433
5.1.7	Perhitungan Plat injak .....	439
5.1.8	Perhitungan Korbel .....	444
5.1.9	Perhitungan Wing Wall.....	450
<b>5.2</b>	<b>Perencanaan Abutment kanan (Abt 2).....</b>	<b>455</b>
5.2.1	Desain Dimensi Abutment .....	455
5.2.2	Perencanaan Pondasi Abutment.....	456
5.2.3	Kontrol Stabilitas Abutment .....	483
5.2.4	Perhitungan Pile Cap.....	487
5.2.5	Perhitungan Dinding Abutment .....	499
5.2.6	Perhitungan Longitudinal Stopper .....	508
5.2.7	Perhitungan Plat injak .....	515
5.2.8	Perhitungan Korbel .....	520
5.2.9	Perhitungan Wing Wall.....	526
<b>5.3</b>	<b>Perencanaan Pilar .....</b>	<b>531</b>
5.3.1	Desain Dimensi Pilar 1 .....	531
5.3.2	Analisa Pembebanan Pada Pilar.....	531
5.3.3	KONTROL STABILITAS GULING .....	555
5.3.4	Perhitungan Gaya Aksial Tiang Pancang.....	556
5.3.5	Perhitungan Daya Dukung Tanah .....	558
5.3.6	Perhitungan Penulangan Pilar 1 .....	564
<b>BAB VI</b>	<b>PERLETAKAN .....</b>	<b>583</b>

<b>6.1 Preliminari Design Perletakan .....</b>	<b>583</b>
<b>6.2 Menentukan Beban Gerakan Terburuk .....</b>	<b>583</b>
<b>6.3 Kontrol perletakan elastomer .....</b>	<b>587</b>
<b>BAB VII PENUTUP .....</b>	<b>593</b>
<b>7.1 Kesimpulan .....</b>	<b>593</b>
<b>DAFTAR PUSTAKA .....</b>	<b>597</b>

## DAFTAR GAMBAR

<i>Gambar 1.1 Peta Lokasi .....</i>	<i>5</i>
<i>Gambar 1.2 Layout Eksisting Jembatan Kalianyar .....</i>	<i>5</i>
<i>Gambar 1.3 Denah Rencana.....</i>	<i>6</i>
<i>Gambar 1.4 Eksisting Potongan Memanjang. ....</i>	<i>6</i>
<i>Gambar 1.5 Rencana potongan memanjang.....</i>	<i>7</i>
<i>Gambar 1.6 Eksisting potongan melintang.....</i>	<i>7</i>
<i>Gambar 1.7 Rencana Potongan Melintang Abt 1 ke Pilar 2 .....</i>	<i>8</i>
<i>Gambar 1.8 Rencana Potongan melintang Pilar 2 ke abt 2 .....</i>	<i>8</i>
<i>Gambar 2.1 Beban garis terpusat.....</i>	<i>14</i>
<i>Gambar 2. 2 Beban Truk.....</i>	<i>15</i>
<i>Gambar 2. 3 Beban lajur D.....</i>	<i>16</i>
<i>Gambar 2. 4 Grafik beban rem.....</i>	<i>17</i>
<i>Gambar 2.5 Peta percepatan puncak di batuan dasar (PGA) .....</i>	<i>18</i>
<i>Gambar 2.6 Peta respons spectra percepatan 0,2 detik di batuan dasar .....</i>	<i>18</i>
<i>Gambar 2.7 Peta respons spectra percepatan 1 detik di batuan dasar .</i>	<i>19</i>
<i>Gambar 2.8 Bentuk respon spectra di permukaan tanah.....</i>	<i>22</i>
<i>Gambar 2.9 Tekanan tanah tambahan.....</i>	<i>25</i>
<i>Gambar 2.10 Tekanan tanah akibat gempa.....</i>	<i>26</i>
<i>Gambar 2.11 Mekanisme Pembebanan dan asumsi struktur akibat beban vertikal pada pipa.....</i>	<i>30</i>
<i>Gambar 2.12 mekanisme pembebanan pada pipa sandaran akibat beban hidup horozontal .....</i>	<i>30</i>
<i>Gambar 2.13 Resultant momen pada pipa sandaran.....</i>	<i>31</i>
<i>Gambar 2. 14 Permodelan pada tiang sandaran.....</i>	<i>32</i>
<i>Gambar 2. 15 Asumsi Struktur Pada Tiang Sandaran.....</i>	<i>33</i>
<i>Gambar 2.16 Permodelan beban yang bekerja pada kerb.....</i>	<i>35</i>

<i>Gambar 2.17 Distribusi geser pons tipe .....</i>	<i>37</i>
<i>Gambar 2.18 Permodelan gelagar tepi .....</i>	<i>46</i>
<i>Gambar 2.19 Bidang D dan M girder .....</i>	<i>47</i>
<i>Gambar 2.20 Bidang D dan M akibat tiang sandaran .....</i>	<i>48</i>
<i>Gambar 2.21 Bidang D dan M akibat beban diafragma .....</i>	<i>48</i>
<i>Gambar 2.22 Beban hidup gelagar tepi .....</i>	<i>49</i>
<i>Gambar 2.23 Bidang D dan M akibat beban hidup merata gelagar tepi .....</i>	<i>50</i>
<i>Gambar 2.24 Bearing pad .....</i>	<i>63</i>
<i>Gambar 2.25 Grafik beban rem.....</i>	<i>68</i>
<i>Gambar 2. 26 daya dukung tiang pancang.....</i>	<i>70</i>
<i>Gambar 2.27 Diagram perhitungan dari intensitas daya dukung ultimate tanah pondasi pada ujung tiang .....</i>	<i>71</i>
<i>Gambar 4.1 Penulangan pipa sandaran.....</i>	<i>95</i>
<i>Gambar 4.2 Penulangan KERB.....</i>	<i>98</i>
<i>Gambar 4.3 Penulangan Pelat Lantai .....</i>	<i>110</i>
<i>Gambar 4.4 Permodelan posisi A pada geser pons.....</i>	<i>111</i>
<i>Gambar 4.5 Permodelan geser pons pada posisi B.....</i>	<i>113</i>
<i>Gambar 4.6 Pelat Kantilever rencana.....</i>	<i>115</i>
<i>Gambar 4.7 Faktor beban dinamis untuk BGT.....</i>	<i>123</i>
<i>Gambar 4.8 permodelan beban mati girder tengah 14 m.....</i>	<i>125</i>
<i>Gambar 4.9 Permodelan beban hidup girder tengah 14 m .....</i>	<i>125</i>
<i>Gambar 4.10 .Permodelan pembebanan torsi gieder tepi.....</i>	<i>149</i>
<i>Gambar 4.11 Faktor beban dinamis untuk BGT.....</i>	<i>186</i>
<i>Gambar 4.12 permodelan beban mati girder tengah 14 m.....</i>	<i>187</i>
<i>Gambar 4.13 Permodelan beban hidup girder tengah 14 m .....</i>	<i>187</i>
<i>Gambar 4.14 Faktor beban dinamis untuk BGT.....</i>	<i>245</i>
<i>Gambar 4.15 Permodelan pembebanan torsi gieder tepi.....</i>	<i>271</i>



<i>Gambar 4.17 bentang 20,6 tengah segemen 1 .....</i>	<i>367</i>
<i>Gambar 4.17 bentang 20,6 tengah segemen 1 .....</i>	<i>368</i>
<i>Gambar 5.1 Perencanaan Abt 1.....</i>	<i>382</i>
<i>Gambar 5.2 Pembagian segmen abutment (Abt 1 ) .....</i>	<i>383</i>
<i>Gambar 5.3 Pembebanan abutment (Abt 1 ) akibat beban bangunan atas.....</i>	<i>385</i>
<i>Gambar 5.4 Asumsi beban hidup lalu lintas .....</i>	<i>386</i>
<i>Gambar 5.5 Beban tek. Tanah aktif pada abutment (Abt 1 ) .....</i>	<i>387</i>
<i>Gambar 5.6 Bentuk tipikal respon spektra di permukaan tanah.....</i>	<i>391</i>
<i>Gambar 5.7 Konfigurasi tiang pancang abutment (Abt1).....</i>	<i>399</i>
<i>Gambar 5.8. Diagram perhitungan dari intensitas daya dukung ultimate tanah pondasi pada ujung.....</i>	<i>402</i>
<i>Gambar 5.9 Letak titik guling A pada Abutment ( Abt 1 ) .....</i>	<i>409</i>
<i>Gambar 5.10 Beban pada Pile Cap Abutment (Abt 1 ).....</i>	<i>413</i>
<i>Gambar 5.11 Konfigurasi Tiang Pancang Abutment (Abt 1 ).....</i>	<i>414</i>
<i>Gambar 5.12 Analisa Gaya dan Momen pada Pile Cap (Abt 1 .....</i>	<i>417</i>
<i>Gambar 5.13 Analisa pembebanan pada dinding abutment (Abt 1 )...424</i>	
<i>Gambar 5.14 Asumsi beban hidup lalu lintas .....</i>	<i>426</i>
<i>Gambar 5.15 Pembebanan pada longitudinal stopper (Abt 1 ) .....</i>	<i>433</i>
<i>Gambar 5.16 Pembebanan pada Plat Injak (Abt 1).....</i>	<i>439</i>
<i>Gambar 5.17 Permodelan momen pada plat Injak .....</i>	<i>441</i>
<i>Gambar 5.18 Pembebanan pada Korbel Belakang (Abt 1 ) .....</i>	<i>444</i>
<i>Gambar 5.19 Pembebanan pada wing wall akibat beban sendiri (Abt 1 ) .....</i>	<i>451</i>
<i>Gambar 5.20 Pembebanan wing wall akibat tekanan tanah aktif (Abt 1 ) .....</i>	<i>452</i>
<i>Gambar 5.21 Perencanaan Abutment A2 .....</i>	<i>456</i>
<i>Gambar 5.22 Pembagian segmen abutment ( Abt 2 ) .....</i>	<i>457</i>

<i>Gambar 5.23 Pembebanan abutment ( Abt 2 ) akibat beban bangunan atas .....</i>	<i>459</i>
<i>Gambar 5.24 Asumsi beban hidup lalu lintas.....</i>	<i>460</i>
<i>Gambar 5.25 Beban tekanan tanah aktif pada abutment jembatan (Abt2 ).....</i>	<i>462</i>
<i>Gambar 5.26 Bentuk tipikal respon spektra di permukaan tanah .....</i>	<i>466</i>
<i>Gambar 5.27 Konfigurasi tiang pancang abutment ( Abt 2 ) .....</i>	<i>474</i>
<i>Gambar 5.28. Diagram perhitungan dari intensitas daya dukung ultimate tanah pondasi pada ujung tiang .....</i>	<i>477</i>
<i>Gambar 5.29 Letak titik guling A pada Abutment ( Abt 1 ) .....</i>	<i>484</i>
<i>Gambar 5.30 Beban pada Pile Cap Abutment ( Abt 2 ).....</i>	<i>488</i>
<i>Gambar 5.31 Konfigurasi Tiang Pancang Abutment ( Abt 2 ) .....</i>	<i>489</i>
<i>Gambar 5.32 Analisa Gaya dan Momen pada Pile Cap .....</i>	<i>492</i>
<i>Gambar 5.33 Analisa pembebanan pada dinding abutment.....</i>	<i>499</i>
<i>Gambar 5.34 Asumsi beban hidup lalu lintas.....</i>	<i>501</i>
<i>Gambar 5.35 Pembebanan pada longitudinal stopper .....</i>	<i>509</i>
<i>Gambar 5.36 Pembebanan pada Plat Injak .....</i>	<i>515</i>
<i>Gambar 5.37 Permodelan momen pada plat Injak.....</i>	<i>517</i>
<i>Gambar 5.38 Pembebanan pada Korbil Belakang .....</i>	<i>520</i>
<i>Gambar 5.39 Pembebanan pada wing wall akibat beban sendiri .....</i>	<i>526</i>
<i>Gambar 5.40 Pembebanan wing wall akibat tekanan tanah aktif.....</i>	<i>528</i>
<i>Gambar 5.41 Grafik gaya rem perlajur.....</i>	<i>536</i>
<i>Gambar 5.42 Bentuk tipikal respon spektra di permukaan tanah .....</i>	<i>544</i>
<i>Gambar 6.1 Beban tegak lurus pada perletakan .....</i>	<i>583</i>
<i>Gambar 6.2 Sketsa rencana elastomer jembatan .....</i>	<i>587</i>

## DAFTAR TABEL

Tabel 2.1 Berat sendiri beton .....	10
Tabel 2.2 Berat jenis beton .....	10
Tabel 2.3 Tebal selimut beton nominal .....	11
Tabel 2.4 Berat sendiri baja .....	11
Tabel 2.5 KuTP Pejalan Kaki .....	16
Tabel 2.6 Spesifikasi kelas situs .....	19
Tabel 2.7 Faktor amplifikasi periode 0 detik dan 0,2 detik (FPGA/FA) .....	21
Tabel 2.8 Besarnya nilai faktor amplifikasi untuk periode 1 detik (Fv) .....	21
Tabel 2.9 Zona Gempa .....	23
Tabel 2.10 Faktor modifikasi respons (R) untuk bangunan bawah .....	23
Tabel 2.11 Faktor modifikasi respons (R) untuk hubungan antar elemen struktur .....	24
Tabel 2.11 Gaya air lateral akibat gempa .....	27
Tabel 2.12 Kombinasi beban umum untuk keadaan batas kelayanan dan ultimit.....	28
Tabel 2.13 Jumlah Lajur Lalu Lintas Rencana .....	29
Tabel 2.15 Dimensi Gelagar Beton Bertulang .....	45
Tabel 2.15 Tabel Kecepatan Angin .....	69
Tabel 4.1 Rekapitulasi momen lapangan dan tumpuan pelat lantai .....	103
Tabel 4.2 Kombinasi momen lapangan pelat lantai.....	104
Tabel 4.3 Kombinasi momen tumpuan pelat lantai .....	104
Tabel 4.4 Kombinasi momen lapangan pelat lantai.....	105

Tabel 4.5 Kombinasi momen tumpuan pelat lantai .....	105
Tabel 5.1 Deskripsi Jenis Tanah Abt 1 .....	382
Tabel 5.2 Perhitungan beban sendiri abutment 1 .....	384
Tabel 5.3 Gaya reaksi V abt akibat beban mati $\frac{1}{2}$ dari bangunan atas .....	386
Tabel 5.4 kelas situs ( SNI Gempa 2833 – 2013 tabel 2).....	390
Tabel 5.5 faktor amplifikasi untuk periode 0 dt dan 0,2 dt ( FPGA / Fa .....	391
Tabel 5.6 Besarnya nilai faktor amplifikasi untuk periode 1 detik ( Fv ) .....	391
Tabel 5.6 Zona gempa .....	392
Tabel 5.7 Gaya rem per lajur 2,75 m .....	394
Tabel 5.8 Perhitungan gaya dan momen pada center pile cap abutment 1.....	396
Tabel 5.9 Kombinasi 1 .....	397
Tabel 5.10 Kombinasi 2.....	397
Tabel 5.11 Kombinasi 3 .....	398
Tabel 5.12 Kombinasi 4.....	398
Tabel 5.13 Kombinasi 5 .....	399
Tabel 5.14 perhitungan kemampuan gaya aksial pertiang (Abt 1 ) .....	400
Tabel 5.15 Perhitungan daya dukung ujian tanah untuk pondasi berdasarkan Kazuto Nakazawa diameter 0,4 m titik bor Abt 1. ....	403
Tabel 5.16 Resume Pijin tiang pancang Ø 0,4 m pada kedalaman 14 m .....	406
Tabel 5.17 Berat timbunan tanah diatas pile cap .....	409
Tabel 5.18 Rekapitulasi momen penahan abutment .....	410

Tabel 5.19 rekapitulasi momen guling abutment.....	410
Tabel 5.20 Perhitungan Gaya dan Momen pada Center Pile Cap (Abt 1 ).....	414
Tabel 5.21 Kombinasi 1.....	415
Tabel 5.22 Kombinasi 2.....	415
Tabel 5.23 Kombinasi 3.....	416
Tabel 5.24 Perhitungan kemampuan gaya aksial per tiang.....	417
Tabel 5.25 Perhitungan reaksi tiang pancang .....	418
Tabel 5.26 Perhitungan Momen pile Cap .....	418
Tabel 5.27 Kombinasi 1 Dinding abutment.....	428
Tabel 5.28 kombinasi 2 Dinding abutment.....	429
Tabel 5.29 Kombinasi 1 Long stopper abutment.....	436
Tabel 5.30 Kombinasi 2 Long stopper abutment.....	436
Tabel 5.31 Rekapitulasi beban pada plat injak .....	441
Tabel 5.32 Rekapitulasi pembebanan pada korbel belakang ...	446
Tabel 5.33 Rekapitulasi beban sendiri pada wing wall .....	452
Tabel 5.34 Rekapitulasi beban tekanan tanah aktif pada wing wall .....	453
Tabel 5.35 Perhitungan beban sendiri abutment ( Abt 2 ) .....	458
Tabel 5.36 Gaya reaksi V abt akibat beban mati $\frac{1}{2}$ dari bangunan atas .....	460
Tabel 5.37 kelas situs ( SNI Gempa 2833 – 2013 tabel 2 ) .....	465
Tabel 5.38 faktor amplifikasi untuk periode 0 dt dan 0,2 dt (FPGA / Fa ) .....	466
Tabel 5.39 Besarnya nilai faktor amplifikasi untuk periode 1 detik ( Fv ) .....	466
Tabel 5.40 Zona gempa .....	467

Tabel 5.41 Gaya rem per lajur 2,75 m .....	469
Tabel 5.42 Perhitungan gaya dan momen pada center pile cap abutment ( Abt 2 ) .....	471
Tabel 5.43 Kombinasi 1 .....	471
Tabel 5.44 Kombinasi 2 .....	472
Tabel 5.42 Kombinasi 3 .....	472
Tabel 5.43 Kombinasi 4 .....	473
Tabel 5.44 Kombinasi 5 .....	473
Tabel 5.45 perhitungan kemampuan gaya aksial pertiang .....	475
Tabel 5.46 perhitungan daya dukung ijin tanah untuk pondasi berdasarkan mayerhoff diameter 0,4 m, titik bor Abt .....	478
Tabel 5.47 Resume Pijin tiang pancang Ø 0,5 m pada kedalaman 10 m .....	480
Tabel 5.48 Berat timbunan tanah diatas pile cap .....	484
Tabel 5.49 Rekapitulasi momen penahan abutment .....	485
Tabel 5.50 rekapitulasi momen guling abutment .....	485
Tabel 5.51 Perhitungan Gaya dan Momen pada Center Pile Cap .....	489
Tabel 5.52 Kombinasi 1 .....	490
Tabel 5.53 Kombinasi 2 .....	490
Tabel 5.54 Kombinasi 3 .....	491
Tabel 5.55 Perhitungan kemampuan gaya aksial per tiang .....	492
Tabel 5.56 Perhitungan reaksi tiang pancang .....	493
Tabel 5.57 Perhitungan Momen pile Cap .....	493
Tabel 5.58 Kombinasi 1 Dinding abutment .....	504
Tabel 5.59 kombinasi 2 Dinding abutment .....	504
Tabel 5.60 Kombinasi 1 Long stopper abutment .....	512

Tabel 5.61 Kombinasi 2 Long stopper abutment.....	512
Tabel 5.62 Rekapitulasi beban pada plat injak .....	517
Tabel 5.63 Rekapitulasi pembebanan pada korbel belakang ...	522
Tabel 5.64 Rekapitulasi beban sendiri pada wing wall .....	527
Tabel 5.65 Rekapitulasi beban tekanan tanah aktif pada wing wall .....	528
Tabel 5.61 Analisa Beban Sendiri dan Tiik bera .....	532
Tabel 5.62 Rekapitulasi berat sendiri pilar .....	533
Tabel 5.63 Berat sendiri struktur atas span kanan 20,6m .....	533
Tabel 5.64 Berat Sendiri struktur atas span kiri 14m .....	533
Tabel 5.65 Kecepatan angin rencana $V_w$ .....	537
Tabel 5.66 kelas situs ( SNI Gempa 2833 – 2013 tabel 2 ) .....	542
Tabel 5.67 faktor amplifikasi untuk periode 0 dt dan 0,2 dt ( $F_{PGA} / F_a$ ).....	543
Tabel 5.68 Besarnya nilai faktor amplifikasi untuk periode 1 detik ( $F_v$ ) .....	543
Tabel 5.69 Zona gempa .....	545
Tabel 5.70 Rekapitan beban gempa pada bangunan bawah.....	546
Tabel 5.71 Koefisien geser dasar C .....	548
Tabel 5.72 Koefisien seret dan angkat untuk pilar .....	551
Tabel 5.73 Rekap kombinasi beban kerja.....	552
Tabel 5.74 Kombinasi 1.....	552
Tabel 5.75 Kombinasi 2.....	553
Tabel 5.76 Kombinasi 3.....	553
Tabel 5.77 Kombinasi 4.....	554
Tabel 5.78 Kombinasi 4.....	554

Tabel 5.79 Rekap Kombinasi beban .....	555
Tabel 5.80 Kontrol Stabilitas Guling .....	555
Tabel 5.81 gaya aksial tiang pancang .....	557
Tabel 6.1 Rekapitulasi beban vertikal pada perletakan.....	584
Tabel 6.2 Rekapitulasi beban horizontal.....	585
Tabel 6.3 Lampiran tabel spesifikasi elastomer.....	586
Tabel 6.4 Dimensi perletakan elastomer.....	586



## **BAB I**

### **PENDAHULUAN**

#### **1.1 Latar belakang**

Kementerian Pekerjaan Umum Republik Indonesia dalam hal ini, Direktorat Jenderal Bina Marga, salah satu fungsinya adalah melaksanakan pekerjaan pembangunan dan preservasi jalan dan jembatan dalam upaya untuk menjaga agar jaringan jalan tetap dalam keadaan/kondisi yang baik dan mengusahakan agar jalan tidak bertambah rusak sehingga dapat menunjang pertumbuhan ekonomi. Pembangunan dan preservasi jalan dan jembatan tersebut merupakan salah satu upaya Pemerintah Daerah dalam menunjang kelancaran arus lalu lintas. Jembatan yang merupakan bagian dari jalan, sangat diperlukan dalam sistem jaringan transportasi darat yang akan menunjang pembangunan pada daerah tersebut. Dalam rangka memenuhi dan menunjang kegiatan transportasi, maka diadakannya Perencanaan Jembatan Kalianyar yang berlokasi di Desa Bantur Kabupaten Malang KM 24+650 Balekambang, Jawa Timur.

Pada desain awal jembatan, jembatan Kalianyar didesain menggunakan beton pratekan (*Prestressed Concrete*) dengan panjang bentang 40,6 m dan lebar 10 m. Tapi pada tugas akhir ini didesain ulang menggunakan metode jembatan Beton Konvensional karena biaya pelaksanaan beton konvensional lebih murah dibandingkan dengan beton prestress. Pada tugas akhir ini untuk bentang total jembatan yang direncanakan adalah 49,8 m dengan menggeser abutment span kanan dan kiri. Sehingga jembatan konvensional yang direncanakan pada tugas akhir ini menjadi 20,6 m dan 14 m dengan lebar total jembatan 9,4 m.

## 1.2 Rumusan Masalah

Dengan melihat uraian latar belakang di atas maka dalam penulisan tugas akhir ini terdapat permasalahan antara lain :

1. Bagaimana merencanakan preliminary desain pada jembatan?
2. Bagaimana merencanakan Jembatan kaliangar dengan menggunakan beton konvensional agar dapat menahan beban-beban yang diterimanya baik beban hidup maupun beban mati ?
3. Bagaimana merencanakan dimensi struktur bangunan atas, perletakan dan struktur bangunan bawah serta bangunan pelengkap yang sesuai dengan persyaratan dalam peraturan yang berlaku?

## 1.3 Maksud dan Tujuan

Dalam merencanakan proyek akhir, data – data survei sangatlah penting dalam merencanakan ulang jembatan dengan konstruksi baja pada struktur bangunan atas jembatan. Oleh karena itu, jembatan harus direncanakan dengan melihat kondisi yang ada di lapangan.

Adapun tujuan – tujuan yang hendak dicapai dari perencanaan dimensi struktur bangunan atas ini adalah :

1. Untuk mendapatkan preliminary desain pada jembatan.
2. Untuk mendapatkan perhitungan perencanaan jembatan dengan menggunakan beton konvensional
3. Untuk mendapatkan desain dan penulangan struktur bangunan atas
4. Untuk mendapatkan desai dan penulangan struktur bangunan bawah

#### 1.4 Batasan Permasalahan

Penulisan tugas akhir ini akan dapat terarah dan terencana, bilamana dibuat batasan masalah sebagai berikut :

1. Struktur yang dibahas dalam perancangan Jembatan Kalianyar adalah struktur atas
2. Perencanaan struktur bangunan atas jembatan.
3. Perencanaan struktur bangunan bawah jembatan dan pondasi.
4. Perencanaan struktur bangunan pelengkap jembatan.
5. Tidak menghitung anggaran biaya kontruksi Jembatan dan waktu perencanaan.
6. Tidak menghitung pembebanan saat pelaksanaan.

#### 1.5 Manfaat

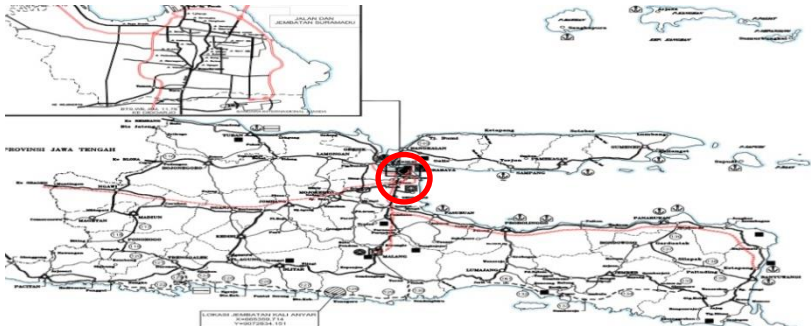
Dalam penyusunan proyek akhir ini manfaat yang dapat diambil untuk mahasiswa adalah:

1. Untuk dijadikan sebagai proyek tugas akhir yang menjadi syarat kelulusan.
2. Sebagai proses pembelajaran bagi mahasiswa dan suatu aplikasi dari keseluruhan ilmu yang telah dipelajari selama proses kuliah.
3. Dapat mengetahui proses perencanaan yang terjadi dalam suatu proyek jembatan.

## 1.6 Data Teknis

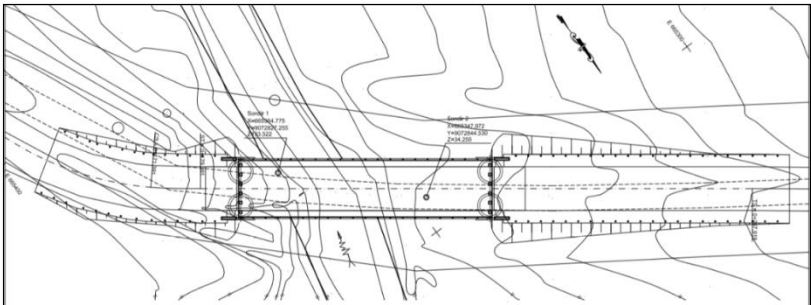
DATA TEKNIS JEMBATAN	
1.	Nama Jembatan : Jembatan Kali Anyar
2.	Lokasi : Km 24+650
3.	Ruas Jalan : Balekambang Balekambang – Kedung
4.	Provinsi/Kab. : Salam X = 665350 Y = 9072847 Jawa Timur/Malang
DETAIL JEMBATAN	
	Jembatan Keseluruhan
1.	Panjang Jembatan : 48.6m
2.	Lebar Jembatan : 9,4 m
3.	Lebar Trotoar : 1m
	Jembatan 1
1.	Panjang Jembatan : 20.6m
2.	Spesi Girder : 1,75m
3.	Tinggi Girder : 1.6m
4.	Tebal Girder : 0.7m
5.	Tebal Diafragma : 0.3m
6.	Tinggi Diafragma : 0.6m
7.	Tebal Pelat Lantai : 0.25m
	Jembatan 2
1	Panjang Jembatan : 14m
2	Spesi Girder : 1.75m
3.	Tinggi Girder : 1.1m
4.	Tebal Girder : 0.5m
5.	Tebal Diafragma : 0.2m
6.	Tinggi Diafragma : 0.4m
7..	Tebal Pelat Lantai : 0.25m

## 1.7 Peta Lokasi

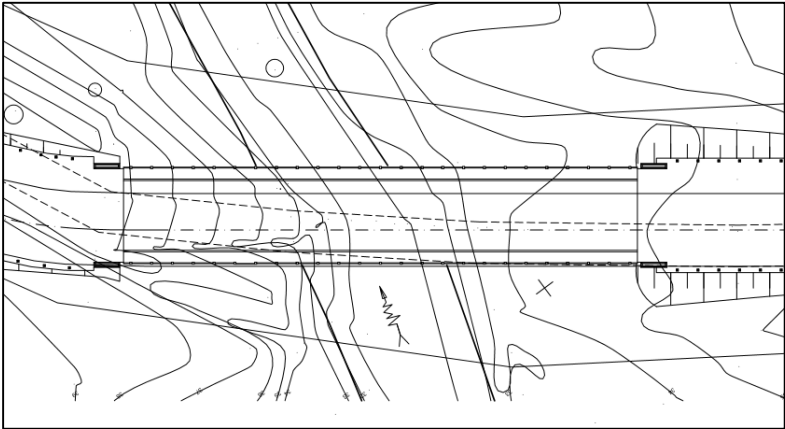


*Gambar 1.1 Peta Lokasi*

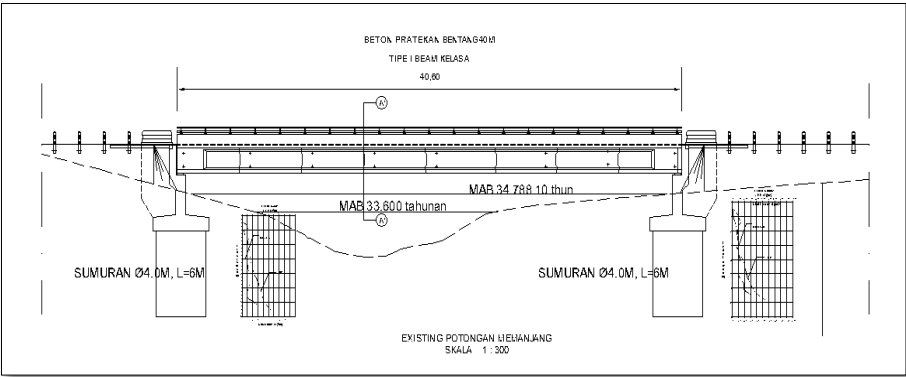
## 1.8 Eksisting Dan Rencana



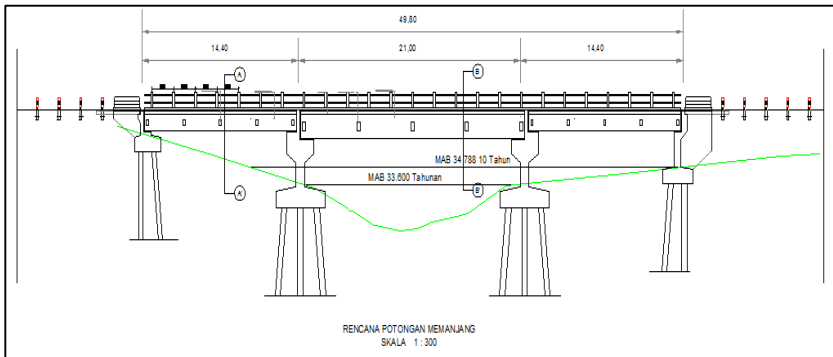
*Gambar 1.2 Layout Eksisting Jembatan Kalianyar*



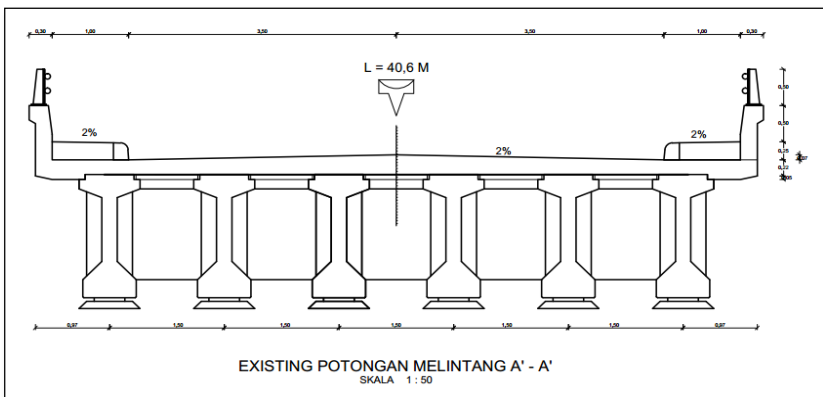
Gambar 1.3 Denah Rencana



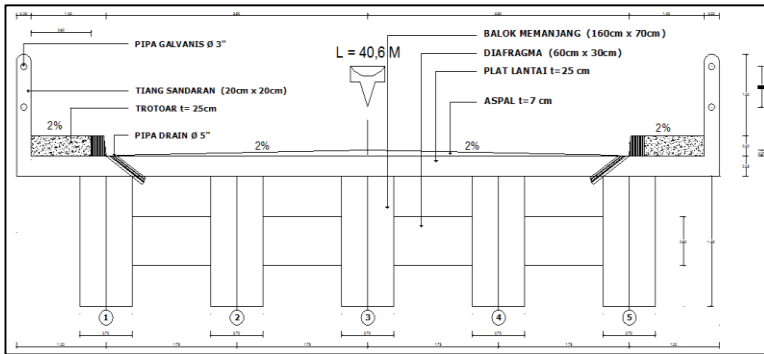
Gambar 1.4 Eksisting Potongan Memanjang.



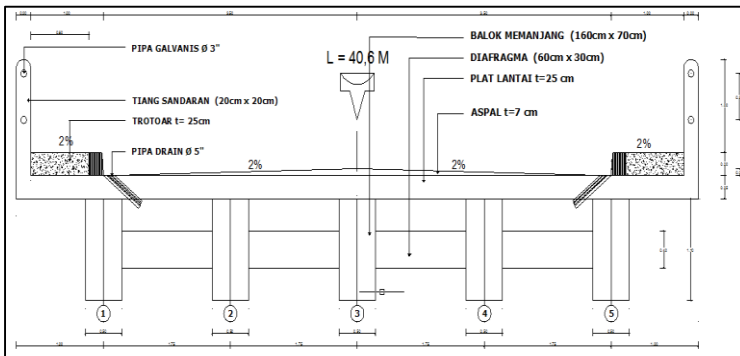
Gambar 1.5 Rencana potongan memanjang



Gambar 1.6 Eksisting potongan melintang



Gambar 1.7 Rencana Potongan Melintang Abt 1 ke Pilar 2



Gambar 1.8 Rencana Potongan melintang Pilar 2 ke abt 2



## **BAB II**

### **TINJUAUAN PUSTAKA**

#### **2.1 Definisi Jembatan**

Jembatan adalah suatu struktur yang menghubungkan alur transportasi dan melintasi rintangan yang ada. Rintangan yang di maksud dalam hal ini bisa berupa sungai, jurang tebing, lembah, ngarai, dan lain sebagainya.

Komponen – komponen yang membentuk jembatan diantaranya adalah sebagai berikut :

1. Girder atau gelagar merupakan balok yang membentang secara memanjang maupun melintang yang berfungsi untuk menerima dan menyebarkan beban yang bekerja dari atas jembatan dan meneruskannya ke bagian struktur bawah jembatan.
2. Abutment atau lebih dikenal dengan perletakan jembatan berfungsi sebagai pendukung struktur jembatan sekaligus penerima beban dari gelagar dan meneruskannya ke tanah dasar.
3. Railing atau tiang sandaran pada jembatan berfungsi sebagai pembatas dan keperluan keamanan untuk pengguna jembatan.
4. Plat lantai jembatan merupakan bagian dari struktur atas jembatan dimana merupakan tempat kendaraan untuk lewat. Secara fungsi, plat lantai jembatan merupakan struktur pertama yang menerima beban dan meneruskannya ke gelagar utama.

#### **2.2 Dasar-dasar Perencanaan**

Acuan/pedoman yang digunakan untuk perencanaan ulang perhitungan jembatan kali anyar dengan Beton Konvensional adalah sebagai berikut :

1. SNI T – 02 – 2005 Standar Pembebanan Jembatan
2. SNI T – 12 – 2004 Struktur Beton Jembatan

3. SNI 2833 – 2013 Perencanaan Jembatan Terhadap Beban Gempa
4. Pedoman Mekanika Tanah dan Teknik Pondasi, Ir.Suryono Sosrodasorno dan Kazuto Nakazawa
5. Pedoman Perencanaan Bantalan Elastomer untuk Perletakan Jembatan, Kementerian Pekerjaan Umum dan Perumahan Rakyat

## 2.3 Data Bahan

### 2.3.1 Beton

1. Berdasarkan *RSNI T-12-2004* beton dengan kuat tekan (benda uji silinder) yang kurang dari 20 Mpa tidak dibenarkan untuk digunakan dalam pekerjaan struktur beton untuk jembatan, kecuali untuk pembeconan yang tidak dituntut persyaratan kekuatan.
2. Modulus elastisitas ( $E_c$ )  
Berdasarkan *SNI -03-2847-2002* untuk beton normal ditentukan dengan persamaan berikut :

$$E_c = 4700\sqrt{f_c'} \quad \dots\dots\dots(2.3.1.1)$$

*Tabel 2.1 Berat sendiri beton*

Berat sendiri KuMS	
Beton dicor	1.3

*Tabel 2.2 Berat jenis beton*

$\gamma$ Beton	25 KN/m <sup>3</sup>
----------------	----------------------

3. Tebal selimut beton  
Tebal selimut beton direncanakan menurut keadaan lingkungan jembatan dan mutu beton yang digunakan berdasarkan *RSNIT – 12 – 2004*

Tabel 2.3 Tebal selimut beton nominal

Klasifikasi lingkungan	Tebal selimut beton nominal [mm] untuk beton dengan kuat tekan $f_c'$ yang tidak kurang dari				
	20 MPa	25 MPa	30 MPa	35 MPa	40 MPa
A	35	30	25	25	25
B1	(65)	45	40	35	25
B2	-	(75)	55	45	35
C	-	-	(90)	70	60

### 2.3.2 Baja

Mutu tulangan yang digunakan :

1. Untuk tulangan dengan  $D < 13$  mm, maka  $f_{sy} = 280$  MPa, Bridge Design Code, tabel 6.12 hal 35.
2. Untuk tulangan dengan  $D \geq 13$  mm, maka  $f_{sy} = 320$  Mpa, Bridge Design Code, tabel 6.12 hal 35.
3. Modulus elastisitas baja adalah 200.000 Mpa. Apabila harga tegangan tidak lebih besar dari  $f_{sy}$ . Berdasarkan *RSNIT – 12 – 2004*

Tabel 2.4 Berat sendiri baja

Berat sendiri KuMS	
Baja	1.1

### 2.3.3 Tanah

Data Tanah untuk pondasi sumuran dapat di desain pada kedalaman tanah tertentu, pada saat nilai  $N > 50$  ( tanah keras).

## 2.4 Dasar-dasar perhitungan

Untuk menjamin keamanan struktur jembatan dalam menerima beban yang terjadi terdapat dua pendekatan yaitu :

a. Rencana tegangan kerja

Rencana tegangan kerja adalah pendekatan elastis yang berfungsi untuk memperkirakan kekuatan atau stabilitas dengan membatasi tegangan dalam struktur sampai tegangan ijin sebesar setengah dari kekuatan struktur aktual pada beban kerja. Tegangan kerja nilainya harus kurang dari sama dengan tegangan ijin, nilai tegangan ijin dapat diperoleh dengan membagi antara tegangan ultimate yang terjadi dengan faktor keamanan (SF).

Dapat ditulis rumus :

$$\begin{aligned} \text{Tegangan kerja} &\leq \text{Tegangan ijin} \\ &= \frac{\text{Tegangan Ultimate}}{SF} \end{aligned} \quad \dots\dots(2.4.1)$$

Kekurangan dalam tegangan kerja adalah kurangnya efisiensi untuk mencapai tingkat keamanan yang konsisten jika faktor keamanan dipergunakan untuk bahan saja.

b. Rencana keadaan batas

Rencana tegangan batas ialah istilah yang berfungsi untuk menjelaskan pendekatan perencanaan dimana seluruh fungsi bentuk struktur telah diperhitungkan. Pada rencana keadaan batas, tingkat keamanan digunakan lebih merata pada seluruh struktur dengan menggunakan faktor keamanan parsial. Perbedaan yang ada dari rencana tegangan kerja dengan rencana keadaan batas adalah jika pada rencana tegangan kerja faktor keamanan hanya digunakan untuk bahan, sedangkan pada rencana keadaan batas faktor keamanan terbagi antara beban dan bahan yang mengijinkan adanya ketidakpastian pada dua bagian tersebut atau dapat ditulis dalam rumus:

$$K^R \times \text{kapasitas nominal} \geq K^U \text{ beban nominal} \quad \dots\dots(2.4.2)$$

Dimana :

$K^R$  = Faktor reduksi kekuatan

$K^U$  = Faktor beban

Untuk daftar lengkap faktor reduksi kekuatan dan faktor beban dapat dilihat pada *SNI T-02-2005 Standar*

### ***Pembebanan Jembatan.***

## **2.5 Analisis Pembebanan Struktur Jembatan**

Pada perencanaan jembatan yang perlu diperhatikan adalah beban-beban yang terjadi pada jembatan. Karena mampu mempengaruhi besarnya dimensi dan banyaknya tulangan yang diperlukan. Pada ***SNI T-02 -2005 Standar Pembebanan Jembatan.***

Acuan normatif yang dipakai untuk pembebanan struktur jembatan adalah :

- SNI 03-1725-1989, Tata cara Perencanaan Pembebanan Jembatan Jalan Raya
- SNI 03-2833-1992, Tata cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Jembatan Jalan Raya
- Pd. T-04-2004-B, Pedoman Perencanaan Beban Gempa untuk Jembatan

### **2.5.1 Beban Mati**

Beban mati struktur jembatan ialah berat sendiri dari masing- masing bagian struktural jembatan sedangkan berat mati tambahan meliputi berat perkerasan dan beban rembesan air hujan. Masing-masing berat bagian tersebut harus saling terkait.

### **2.5.2 Beban Hidup**

Beban hidup pada jembatan meliputi :

#### **1. Beban lalu lintas**

Beban lalu lintas untuk perencanaan struktur jembatan terdiri dari beban lajur “ D” dan beban truk “T”

##### **a. Beban Lajur “D”**

Beban lajur D bekerja pada seluruh lebar jalur kendaraan dan menimbulkan pengaruh pada girder yang ekuivalen dengan iring-iringan kendaraan yang sebenarnya. Intensitas beban D

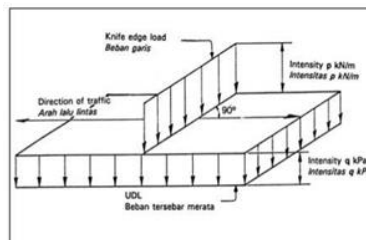
terdiri dari beban tersebar merata dan beban garis.

❖ **Beban Terbagi Merata ( BTR =  $q$  )**

Dengan  $q$  tergantung pada panjang yang dibebani total ( $L$ ) sebagai berikut :

- $q = 9,0 \text{ kN/m}^2$  ( untuk  $L < 30 \text{ m}$  ), digunakan dalam desain
- $q = 8,0 ( 0,5 + 15/L ) \text{ kN/m}^2$  ( untuk  $L > 30 \text{ m}$  )

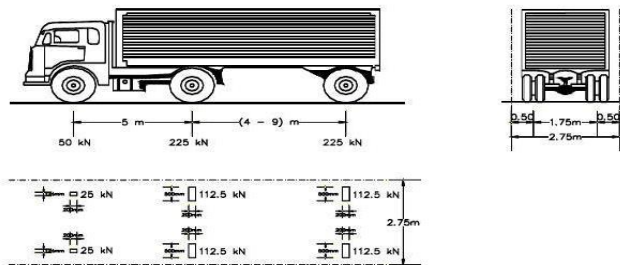
❖ **Beban Garis Terpusat (BGT =  $P$  )**



*Gambar 2.1 Beban garis terpusat*

b. **Beban Truk “T”**

Beban truk “T” adalah berat kendaraan tunggal dengan 3 as yang digunakan untuk menganalisis pelat pada lajur lalu lintas rencana. Tiap gandar terdiri atas dua pembebanan bidang kontak yang mewakili pengaruh roda terhadap berat kendaraan. Hanya satu truk “T” yang boleh ditempatkan per lajur lalu lintas rencana. Beban “T” merupakan muatan untuk rantai kendaraan.



Gambar 2. 2 Beban Truk

c. Faktor Beban Dinamis

Faktor beban dinamis ( DLA ) berlaku pada “ KEL” lajur “D” dan truk “T” sebagai simulasi kejut dari kendaraan bergerak pada sruktur jembatan.

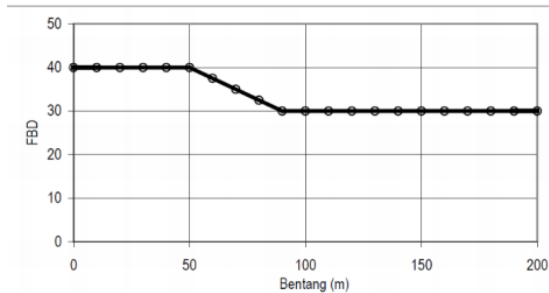
Untuk truk “T” nilai DLA/ faktor kejutnya adalah 30% *SNI T-02 -2005 Standar Pembebanan Jembatan* digunakan untuk perhitungan beban roda. Sedangkan untuk “KEL” lajur “D” nilai dapat dilihat pada rumus

$$L_E = \sqrt{L_{av} \times L_{mmax}} \quad \dots (2.5.2.1)$$

Dimana :

$L_E$  = Panjang bentang rata-rata dari kelompok bentang yang disambungkan secara menerus

$L_{max}$  = Panjang bentang maksimum dalam kelompok bentang yang disambung secara menerus.



Gambar 2. 3 Beban lajur D

## 2. Beban Pejalan Kaki

Intensitas beban pejalan kaki dipengaruhi oleh luas total daerah pejalan kaki yang direncanakan. Perencanaan beban diambil dari **SNI T-02 -2005 Standar Pembebanan Jembatan** dimana besarnya beban yang bekerja adalah  $0,5 \text{ KN/m}^2$  ( 5 kPa). Berikut adalah factor beban yang digunakan untuk menghitung kombinasi beban hidup

Tabel 2.5 KuTP Pejalan Kaki

Faktor Beban	
Pejalan Kaki	2

## 3. Beban Angin

Gaya angin nominal ultimate pada jembatan tergantung pada kecepatan angin rencana sebagai berikut :

$$T_{EW} = 0,0006 C_w (V_w) A_b \dots(2.5.2.2)$$

Dimana :

$V_w$  : Kecepatan angin rencana (m/dt)

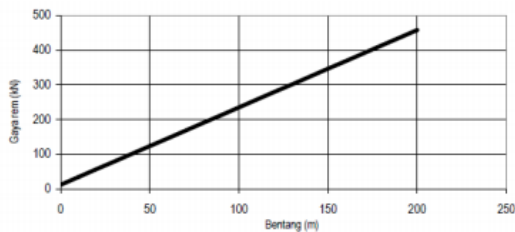
$C_w$  : koefisien seret

$A_b$  : Luas ekuivalen bagian samping jembatan  $\text{m}^2$



#### 4. Gaya rem

Gaya rem diperhitungkan dalam analisis jembatan dimana gaya tersebut dianggap bekerja horizontal dalam arah sumbu jembatan dengan titik tangkap setinggi 1,8m diatas permukaan lantai kendaraan. Gaya ini tidak tergantung pada lebar jembatan dan diberikan dalam grafik untuk panjang struktur yang tertahan.



Gambar 2. 4 Grafik beban rem

### 2.5.3 Beban Lateral

#### 1. Beban Gempa

Berdasarkan peraturan **SNI 2833 2013 Perancangan Gempa Terhadap Beban Jembatan**, perencanaan beban rencana akibat gempa minimum yang diperoleh dari serangkaian rumus berikut :

$$E_Q = \frac{C_{sm}}{R} \times W_t \quad \text{.....( Rumus 2.5.3.1 )}$$

Dimana,

$C_{sm}$  = Koefisien respons gempa elastik pada moda getar

$R$  = Faktor modifikasi respons

$W_t$  = Berat total struktur terdiri dari beban mati dan hidup





Gambar 2.7 Peta respons spectra percepatan 1 detik di batuan dasar

Penentuan kelas situs tanah di tentukan untuk lapisan setebal 30 m sesuai dengan yang didasarkan pada korelasi dengan hasil penyelidikan tanah lapangan dan laboratorium, dengan menggunakan persamaan berikut ini :  
 Penentuan kelas situs tanah

$$\bar{N} = \frac{\sum t_i}{\sum \frac{t}{n}}$$

.....(Rumus 2.5.3.2)

Dimana :

Tabel 2.6 Spesifikasi kelas situs

Kelas Situs	$\tilde{v}$ (m/s)	$\dot{N}$	Su
A. Batuan Keras	$\tilde{v} \geq 1500$	$\dot{N} / A$	N/A
B. Batuan	$\tilde{v} \leq 1500$	$\dot{N} / A$	N/A

C.Tanah Sangat Padat dan Batuan Lunak	$350 < \tilde{v} \leq 750$	$\dot{N} > 50$	$S_u \geq 100$
E. Tanah Lunak	$\tilde{v} < 175$		$50 \leq S_u \leq 100$
	Atau setiap profil lapisan tanah dengan ketebalan lebih dari 3 m dengan karakteristik sebagai berikut : <ol style="list-style-type: none"> <li>1. Indeks plastisitas <math>PI &gt; 2</math></li> <li>2. Kadar air <math>(w) \geq 40\%</math></li> <li>3. Kuat geser tak terdrainase <math>S_u &lt; 25</math> kPa</li> </ol>		
F. Lokasi yang membutuhkan penyelidikan geoteknik dan analisis respons dinamik	Setiap profil lapisan tanah yang memiliki salah satu atau lebih dari karakteristik seperti : <ul style="list-style-type: none"> <li>➤ Rentan dan berpotensi gagal terhadap beban gempa seperti likuifaksi, tanah lempung sangat sensitif, tanah tersementasi lemah</li> <li>➤ Lempung organik tinggi dan/atau gambut (dengan ketebalan <math>&gt; 35m</math>)</li> <li>➤ Plastisitas tinggi (ketebalan <math>H &gt; 7,5m</math> dengan <math>PI &gt; 75</math>)</li> </ul> Lapisan lempung lunak/medium kaku dengan ketebalan $H > 35m$		

Dimana :

$t_i$  = tebal lapisan tanah ke  $\pm i$

$N_i$  = nilai hasil uji penetrasi standar lapisan tanah ke  $-i$

Hasil yang didapat dari perhitungan diatas dapat diplot

kedalam tabel situs untuk menentukan kelas situs

### Penentuan faktor situs

Untuk penentuan respons spektra di permukaan tanah, diperlukan suatu faktor amplifikasi pada periode nol detik ( $F_{PGA}$ ), periode pendek/ $T = 0,2$  detik ( $F_A$ ) dan periode 1 detik ( $F_y$ ).

Tabel 2.7 Faktor *amplifikasi* periode 0 detik dan 0,2 detik ( $F_{PGA}/F_A$ )

Kelas situs	$PGA \leq 0,1$ $S_r \leq 0,25$	$PGA = 0,2$ $S_r = 0,5$	$PGA = 0,3$ $S_r = 0,75$	$PGA = 0,4$ $S_r = 1,0$	$PGA > 0,5$ $S_r \geq 1,25$
Batuan Keras (SA)	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
Batuan (SB)	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
Tanah Keras (SC)	1.2	1.2	1.1	1.0	1.0
Tanah Sedang (SD)	1.6	1.4	1.2	1.1	1.0
Tanah Lunak (SE)	2.5	1.7	1.2	0.9	0.9
Tanah Khusus (SF)	SS	SS	SS	SS	SS

Tabel 2 8 Besarnya nilai faktor amplifikasi untuk periode 1 detik ( $F_y$ )

Kelas situs	$S_T \leq 0.1$	$S_T = 0.2$	$S_T = 0.3$	$S_T = 0.4$	$S_T \geq 0.5$
Batuan Keras (SA)	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
Batuan (SB)	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
Tanah Keras (SC)	1.7	1.6	1.5	1.4	1.3
Tanah Sedang (SD)	2.4	2.0	1.8	1.6	1.5
Tanah Lunak (SE)	3.5	3.2	2.8	2.4	2.4
Tanah Khusus (SF)	SS	SS	SS	SS	SS

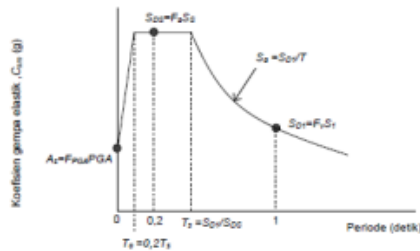
Keterangan :

PGA : Percepatan puncak batuan dasar mengacu pada Peta Gempa Indonesia 2010

Sr : Parameter respons spektral percepatangempa untuk periode pendek ( $T = 0.2$  detik ) mengacu pada Peta Gempa Indonesia 2010

SS :Lokasi yang memerlukan investigasi geoteknik dan analisis respons dinamik spesifik.

### Respons spektrum rencana



Gambar 2.8 Bentuk respon spectra di permukaan tanah

Perumusan respons spektra adalah sebagai berikut :

$$A = F_{PGA} \times PGA \quad \text{.....(Rumus 2.5.3.3)}$$

$$S_{DS} = F_a \times S_s \quad \text{.....( Rumus 2.5.3.4)}$$

$$S_{DI} = F_v \times S_I \quad \text{.....( Rumus 2.5.3.5)}$$

### Koefisien respons gempa elastik

1. Untuk periode lebih kecil dari  $T_0$ , koefisien respons gempa elastik ( $C_{sm}$ ) didapatkan dari persamaan berikut :

$$C_{SM} = (S_{DS} - A_s) \frac{T}{T_0} - A_s \quad \text{.....( Rumus 2.5.3.6)}$$

2. Untuk periode lebih besar atau sama dengan  $T_0$ , dan lebih kecil atau sama dengan  $T_S$ , respons spektra percepatan, adalah sama dengan  $S_{DS}$ .
3. Untuk periode lebih besar dari  $T_S$ , koefisien respons gempa elastik ( $C_{SM}$ ) didapatkan dari persamaan berikut:

$$C_{SM} = \frac{S_{DI}}{T} \quad \text{.....(Rumus 2.5.3.7)}$$

Keterangan :

$S_{DS}$  : nilai spektra permukaan tanah pada periode

pendek (  $T = 0.2$  detik )

$S_{DI}$  : nilai spektra permukaan tanah pada periode 1.0 detik.

$T_0$  :  $0.2 T_s$  .....(Rumus 2.5.3.8)

$T_s$  :  $\frac{S_{DI}}{S_{DS}}$  .....(Rumus 2.5.3.9)

Setiap jembatan harus diklasifikasikan dalam sath stu dari empat zona gempa berdasarkan spectra periode 1detik sesuai tabel 2.8. hal itu berfungsi untuk memaparkan resiko seismic dan penentuan metode analisis untuk panjang tumpuan minimum, detail perencanaan kolom, dan prosedur desain pondasi dan kepala jembatan

Tabel 2.9 Zona Gempa

Koefisien percepatan ( $S_{DI}$ )	Zona gempa
$S_{DI} \leq 0,15$	1
$0,15 < S_{DI} \leq 0,30$	2
$0,30 < S_{DI} \leq 0,50$	3
$S_{DI} > 0,50$	4

### Faktor modifikasi respons

Gaya gempa rencana pada bangunan bawah dan hubungan antara elemen struktur ditentukan dengan cara membagi gaya gempa elastis dengan faktor modifikasi respons ( $R$ ) sesuai dengan tabel berikut.

Tabel 2.10 Faktor modifikasi respons ( $R$ ) untuk bangunan bawah

Bangunan bawah	Kategori kepentingan		
	Sangat penting	Penting	Lainnya
Pilar tipe dinding	1,5	1,5	2,0
Tiang/kolom beton bertulang			
Tiang vertikal	1,5	2,0	3,0
Tiang miring	1,5	1,5	2,0
Kolom tunggal	1,5	2,0	3,0
Tiang baja dan komposit			
Tiang vertikal	1,5	3,5	5,0
Tiang miring	1,5	2,0	3,0
Kolom majemuk	1,5	3,5	5,0

*Tabel 2.11 Faktor modifikasi respons (R) untuk hubungan antar elemen struktur*

Hubungan elemen struktur	Semua kategori kepentingan
Bangunan atas dengan kepala Jembatan	0,8
Sambungan muai(dilatasi) pada bangunan atas	0,8
Kolom, pilar, atau tiang dengan bangunan atas	1,0
Kolom atau pilar dengan fondasi	1,0

Gaya gempa elastis yang bekerja pada struktur jembatan harus dikombinasikan, sehingga memiliki 2 tinjauan pembebanan sebagai berikut :

- 100% gaya gempa pada arah x dikombinasikan dengan 30% gaya gempa pada arah y
- 100% gaya gempa pada arah y dikombinasikan dengan 30% gaya gempa pada arah x

Sehingga apabila diplikasikan dengan memperhitungkan variasi arah maka kombinasi gaya gempa menjadi sebagai berikut :

1.  $DL + \gamma EQ_{LL} \pm EQ_x \pm EQ_y$  .( Rumus 2.5.3.10 )
2.  $DL + \gamma EQ_{LL} \pm EQ_y \pm EQ_x$  .( Rumus 2.5.3.11 )

**Keterangan :**

DL adalah beban mati yang bekerja ( kN )

$\Gamma_{EQ}$  adalah faktor beban hidup kondisi gempa

$\gamma_{EQ} = 0,5$  ( jembatan sangat penting )



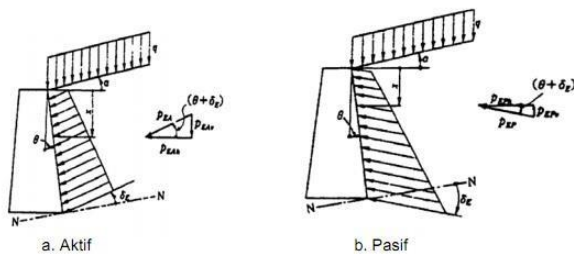
- $\gamma_{EQ} = 0,3$  ( jembatan penting )  
 $\gamma_{EQ} = 0$  ( jembatan lainnya )  
 LL adalah beban hidup yang bekerja pada arah x  
 $EQ_x$  adalah beban gempa yang bekerja pada arah x  
 $EQ_y$  adalah beban gempa yang bekerja pada arah y

#### 2.5.4 Beban Tekanan Aktif Akibat Gempa

##### a. Tekanan tanah aktif

Seperti yang telah disebutkan beban yang diterima kepala jembatan antara lain beban bangunan atas dan tekanan tanah. Tekanan tanah yang membebani dinding penahan tanah dengan arah horisontal, apabila dinding penahan tanah digerakkan ke arah tanah irisan di bagian belakang maka tekanan tanah akan meningkat perlahan – lahan sampai mencapai suatu harga tetap. Tekanan tanah pasif mempunyai tegangan horisontal yang arahnya berlawanan dengan tekanan tanah aktif.

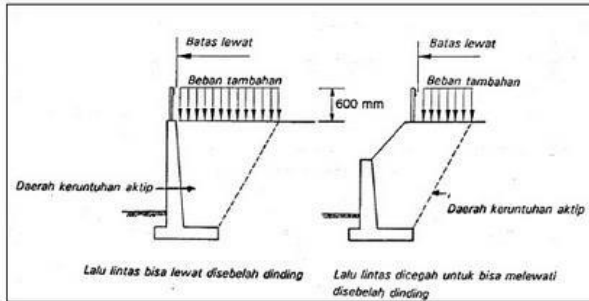
Pada tanah dibagikan belakang dinding penahan harus diperhatikan ada beban tambahan yang bekerja akibat beban lalu – lintas di atas tanah, besar beban lalu lintas tersebut setara dengan tanah setebal 0,6 meter yang bekerja secara merata pada bagian tanah yang dilewati oleh beban lalu – lintas tersebut ( *RSNI T-02-2005 Pasal 5.4.2* )



Gambar 2.9 Tekanan tanah tambahan

**b. Tekanan tanah dinamis akibat gempa**

Kepala jembatan harus direncanakan agar mampu menahan beban tekanan tanah dinamis akibat gempa.



Gambar 2.10 Tekanan tanah akibat gempa

$$K_{aG} = \frac{\cos^2(\phi - \theta - \beta)}{\mu \cos \theta \cos^2 \beta \cos(\delta + \beta + \theta)} \quad \dots (\text{Rumus 2.5.4.1})$$

$$\mu = \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \theta - \alpha)}{\cos(\delta + \beta + \phi) \cos(\beta - \alpha)}} \right]^2 \quad . (\text{Rumus 2.5.4.2})$$

Dimana ,

$K_{aG}$  = Koefisien tekanan tanah aktif akibat gempa

$\theta$  =  $\tan^{-1} K_h$  ( derajat )

$K_h$  = Koefisien gempa horizontal

$\delta$  = Sudut geser antara tembok dan tanah

$\phi$  = Sudut geser dalam

$\beta$  = Sudut antara permukaan belakang tembok

$$\Delta K_{aG} = K_{aG} - K_a \quad \dots (\text{Rumus 2.5.4.3})$$

Dimana ,

$K_a$  = Koefisien tekanan tanah aktif

$K_{aG}$  = Koefisien tekanan tanah aktif dinamik

$$\Delta P_G = \frac{\gamma H^2}{2} \Delta K_{aG} B \quad \text{..... ( Rumus 2.5.4.4 )}$$

Dimana,

**c. Tekanan air lateral akibat gempa**

Gaya gempa arah lateral akibat tekanan air ditentukan dalam tabel gaya air lateral akibat gempa. Gaya ini dianggap bekerja pada bangunan pada kedalaman sama dengan setengah dari kedalaman air rata-rata.

*Tabel 2.11 Gaya air lateral akibat gempa*

Tipe Bangunan		Gaya Air Horizontal
Bangunan tipe dinding yg menahan air pd satu sisi		$0,58 K_h / w_o b h^2$
Kolom, dimana:	$b/h \leq 2$	$0,75 K_h / w_o b^2 h [1 - b / (4h)]$
	$2 < b/h \leq 3,1$	$1,17 K_h / w_o b h^2$
	$3,1 < b/h$	$0,38 K_h / w_o b^2 h$

Keterangan :

$K_h$  : adalah koefisien pembebanan gempa horisontal

$I$  : adalah faktor kepentingan

$\Delta P_G$  = Gaya tekanan tanah dinamik akibat gempa

$\Delta K_{aG}$  = Tambahan koefisien tekanan tanah dinamik

$\gamma$  = Berat jenis tanah (  $\text{kN/m}^3$  )

$H$  = Tinggi tembok penahan ( m )

$B$  = Lebar dinding penahan ( m )

$W_o$  : adalah berat isi air,  $9,8 \text{ kN/m}^3$

$B$  : adalah lebar dinding diambil tegak lurus arah gaya ( m )

$h$  : adalah kedalaman air ( m )

### 2.5.5 Kombinasi Beban

Kombinasi pembebanan didasarkan pada ketentuan dalam *SNI T-02 -2005 Standar Pembebanan Jembatan* yaitu :

*Tabel 2.12 Kombinasi beban umum untuk keadaan batas kelayanan dan ultimit*

Aksi	Kelayanan						Ultimit					
	1	2	3	4	5	6	1	2	3	4	5	6
<b>Aksi Permanen :</b>												
Berat sendiri												
Beban mati tambahan												
Susut rangkang	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X
Pratekan												
Pengaruh beban tetap pelaksanaan												
Tekanan tanah												
Penurunan												
<b>Aksi Transien :</b>												
Beban lajur "D" atau beban truk "T"	X	o	o	o	o		X	o	o	o	o	
Gaya rem atau gaya sentrifugal	X	o	o	o	o		X	o	o	o	o	
Beban pejalan kaki		X						X				
Gesekan perletakan	o	o	X	o	o	o	o	o	o	o		o
Pengaruh suhu	o	o	X	o	o	o	o	o	o	o		o
Aliran / hanyutan / batang kayu dan hidrostatik / apung	o		o	X	o	o			X	o		o
Beban angin			o	o	X	o	o		o	X		o
<b>Aksi Khusus :</b>												
Gempa											X	
Beban tumbukan												
Pengaruh getaran	X	X										
Beban pelaksanaan						X						X
" X " berarti beban yang selalu aktif " O " berarti beban yang boleh dikombinasi dengan beban aktif, tunggal atau seperti ditunjukkan.	(1) = aksi permanen "X" KBL + beban aktif "X" KBL + 1 beban "o" KBL (2) = aksi permanen "X" KBL + beban aktif "X" KBL + 1 beban "o" KBL + 0,7 beban "o" KBL (3) = aksi permanen "X" KBL + beban aktif "X" KBL + 1 beban "o" KBL + 0,5 beban "o" KBL + 0,5 beban "o" KBL						Aksi permanen "X" KBU + beban aktif "X" KBU + 1 beban "o" KBL					

Dalam merencanakan jembatan harus direncanakan jumlah lajur yang disesuaikan dengan kebutuhan jembatan

tersebut. Adapun jumlah lajur tersebut seperti pada **BMS BDM hal 2-20** adalah sebagai berikut :

*Tabel 2.13 Jumlah Lajur Lalu Lintas Rencana*

Jenis Jembatan	Lebar Jalan Kendaran Jembatan (m)	Jumlah Lajur Lalu Lintas Rencana
Lajur Tunggal	4.0 – 5.0	1
Dua arah, tanpa median	5.5 – 8.25	2
	11.25 – 15.0	4
Jalan Kendaraan majemuk	10.0 – 12.9	3
	11.25 – 15.0	4
	151.1 – 18.75	5
	18.8 – 22.5	6

## 2.6 Perencanaan Bangunan Atas

Seperti telah disebutkan diatas, yang termasuk pada bangunan atas jembatan adalah sandaran, pelat lantai dan trotoar, gelagar dan diafragma. Bagian - bagian tersebut dijabarkan sebagai berikut :

### 2.6.1 Perencanaan Sandaran

#### a. Perencanaan Pipa Sandaran

Pipa sandaran pada jembatan berguna sebagai pembatas atau pengaman bagi pejalan kaki yang melintas diatas jembatan agar tidak jatuh ke sisi luar dari jembatan. Perencanaan pipa sandaran sesuai dengan **SNI T – 02 – 2005 Standar Pembebanan Jembatan**, harus direncanakan untuk dua pembebanan yang bekerja secara bersamaan dalam arah vertikal dan horisontal dengan masing ± masing beban sebesar  $W^* = 0,75 \text{ kN/m}$ .

#### - Beban Yang Bekerja

1. Beban mati ( $q$ ) berasal dari berat sendiri pipa.

Data umum pipa yang dipakai, di dapat dari tabel baja Ir. Rudy Gunawan.

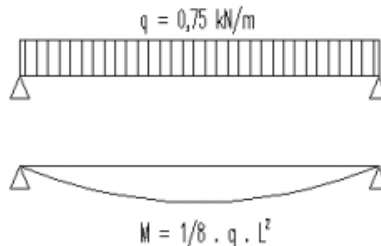
2. Beban yang direncanakan berdasarkan **SNI T-12-2004 Struktur Beton Jembatan** “ Sandaran untuk pejalan kaki harus direncanakan untuk dua pembebanan rencana daya layan sebesar  $w = 0,75$  KN/m. Beban ini bekerja secara bersamaan dalam arah vertikal dan horisontal pada masing-masing sandaran”.



*Gambar 2.11 Mekanisme Pembebanan dan asumsi struktur akibat beban vertikal pada pipa*

Gambar di atas menjelaskan mekanisme pembebanan pada pipa sandaran akibat beban hidup vertikal. Serta asumsi struktur pada **pipa sandaran akibat beban hidup vertikal** sehingga didapatkan analisa seperti berikut :

$$M_{\max} = 1/8 \times q \times l^2 \quad \dots\dots\dots(2.6.1.1)$$



*Gambar 2.12 mekanisme pembebanan pada pipa sandaran akibat beban hidup horozontal*

Gambar di atas menjelaskan mekanisme pembebanan pada pipa sandaran akibat beban hidup horozontal. Serta asumsi struktur pada pipa sandaran **akibat beban hidup horozontal** sehingga didapatkan analisa seperti berikut :

$$\begin{aligned} M_{\max} &= 1/8 \times q \times l^2 \\ R_{ha} = R_{hb} &= 1/2 \times q \quad \dots\dots\dots(2.6.1.2) \end{aligned}$$

Akibat berat sendiri pipa sandaran :

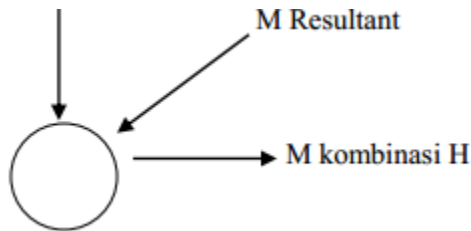
$$\begin{aligned} R_6 &= R_9 = 1/2 \times q \times l \\ M_{\max} &= 1/8 \times q \times l^2 \quad \dots\dots\dots(2.6.1.3) \end{aligned}$$

Beban Kombinasi

$$M_{\text{kombinasi } v} = (M_{hv} \times 2) + (M_{mv} \times 1,1) \dots(2.6.1.4)$$

dimana : 2 adalah KuTp ( Tabel 2.6 )

Resultant momen ada pipa :



Gambar 2.13 Resultant momen pada pipa sandaran

$$M_R = \sqrt{M_{\text{kombinasi } v} + M_{\text{kombinasi } h}}$$

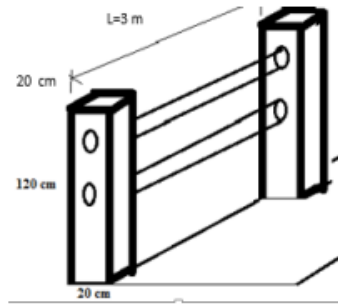
$$\sigma \text{ yang terjadi} = \frac{M_r}{\omega} \quad \dots(2.6.1.5)$$

Kontrol :

$$\sigma \text{ yang terdapat} < \sigma \text{ ijin} \quad \dots\dots\dots\text{OK}$$

b. Perencanaan Ting sandaran

Faktor pembebanan berdasarkan **SNI T-02 -2005 Standar Pembebanan Jembatan**. Berat jenis beton ditentukan berdasarkan **2. SNI T – 12 -2004 Struktur Beton Jembatan**. Lihat pada data bahan beton. Beban yang terjadi pada tiang sandaran yaitu :



Gambar 2. 14 Permodelan pada tiang sandaran

Gambar diatas menunjukkan analisa beban yang terjadi pada tiang sandaran. Beban yang terjadi pada tiang sandaran yaitu beban mati dari berat sendiri tiang dan beban dari pipa. Dari asumsi pembebanan maka dapat disimpulkan analisa struktur sebagai berikut :

- Reaksi yang terjadi pada tiang akibat beban mati pipa :

$$R_v = \frac{1}{2} \times q_{\text{pipa}} \times l \quad \text{.....(2.6.1.6)}$$

- Reaksi yang terjadi pada tiang akibat beban hidup pipa :

$$R_v = \frac{1}{2} \times q_{\text{pipa}} \times l \quad \text{.....(2.6.1.7)}$$





*Gambar 2. 15 Asumsi Struktur Pada Tiang Sandaran*

$$R_v \text{ total} = (2 \times K_{uTP} \times LL) + (2 \times K_{uMS} \text{ baja} \times DL_v)$$

$$R_h \text{ total} = (2 \times K_{uTP} \times LL) \quad \dots\dots(2.6.18)$$

Jadi momen lentur hanya diakibatkan oleh beban hidup pada pipa sandaran. Jadi besar momen tersebut sebagai berikut :

Momen yang terjadi pada tiang sandaran :

$$M = (2 \times L \times LL \times s) + (2 \times L \times LL \times s) \dots(2.6.1.9)$$

c. Penulangan pada tiang sandaran

**Alur Penulangan tiang sandaran**

- Menentukan dimensi penampang
- Menentukan nilai momen ultimate (  $M_u$  )
- Menentukan nilai momen nominal (  $M_n$  )

$$M_n = \frac{M_u}{\text{faktor reduksi } (\phi)} \quad \dots\dots(2.6.1.10)$$

- Menentukan rasio tulangan berdasarkan **SNI T- 12 - 20004**

$$\rho_{min} = \frac{1,4}{f_y} \dots\dots(2.6.1.11)$$

$$\rho_b = \beta_1 \times \frac{0,85 \times f_{c'}}{f_y} \times \left[ \frac{600}{600 + f_y} \right] \dots\dots(2.6.1.12)$$

$$\rho_{min} = 0,75 \times \rho_b \dots\dots(2.6.1.13)$$

$$d = h - d' - dtulangan \dots\dots(2.6.1.14)$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \times d^2} \dots\dots(2.6.1.15)$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f_{c'}} \dots\dots(2.6.1.16)$$

$$\rho_{perlu} = \frac{1}{m} \times \left\{ 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right\} \dots\dots(2.6.1.17)$$

- Setelah itu gunakan rasio tulangan yang sesuai,
- Menghitung luas tulangan perlu (  $A_{st}$  ) dan memilih tulangan yang diperlukan. Luas tulangan yang diperlukan (  $A_{st}$  ) :

$$A_{st_{perlu}} = \rho_{pakai} \times b \times d \dots\dots(2.6.1.18)$$

Dimana  $\rho_{pakai}$  diambil dari nilai yang berada di tengah-tengah antara  $\rho_{min}$ ,  $\rho_{maks}$ ,  $\rho$ .

Luas tulangan yang dipakai :

$$A_{st_{pakai}} = \frac{1}{4} \times \pi \times \phi^2 \times n \dots\dots(2.6.1.19)$$

- Dimana  $n$  adalah jumlah tulangan
- Lakukan kontrol kekuatan penampang dan bandingkan dengan momen ultimate yang akan dipikul oleh penampang.

### Alur Penulangan Geser

- Menentukan gaya lintang maksimum

$V_u$  = berat pipa 1 + berat pipa 2 + berat tiang + beban hidup vertikal

$$V^* = \frac{V_u}{K_{cr}} \dots\dots(2.6.1.20)$$

- Menghitung batas kehancuran badan

$$V_{Umaks} = 0,2 \times f_c' \times b \times d \quad \dots (2.6.1.21)$$

- Menghitung bagian beton terhadap kekuatan geser ( $V_{uc}$ )

$$V_{uc} = \beta_1 \times \beta_2 \times \beta_3 \times b_w \text{ balok} \times d \times \left\{ \frac{A_{st} \times f_c'}{b_w \text{ balok} \times d} \right\}^{\frac{1}{3}} \dots (2.6.1.22)$$

Dimana :

$$\beta_1 = 1,4 - \left\{ \frac{d}{2000} \right\} \geq 1,1$$

$$\beta_2 = 1,0$$

$$\beta_3 = 1,0$$

$$d = b - \text{decking} - \Phi \text{ Tul. pembagi} - \frac{\Phi \text{ Tul. lentur}}{2}$$

- Kuat geser minimum

$$V_{Umin} = V_{uc} + (0,6 \times b \times d) \quad \dots (2.6.1.23)$$

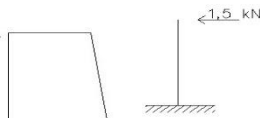
- Lakukan kontrol

$$V_u \geq K^R_C \times V_{Umin}$$

Maka harus dihitung kekuatan geser yang akan dipikul oleh tulangan geser.

## 2.6.2 Perencanaan Kerb

Beban hidup pada kerb diperhitungkan sebesar 15 kN/m sesuai dengan **SNI T – 02 – 2005 Standar Pembebanan Jembatan**, yang bekerja pada bagian atas kerb sepanjang jembatan dengan arah horizontal.



Gambar 2.16 Permodelan beban yang bekerja pada kerb

## ❖ Analisa Bidang M dan D pada kerb

## a. Penulangan pada kerb

- Alur penulangan lentur
  - Menentukan dimensi penampang
  - Menentukan nilai momen ultimate ( $M_u$ )
  - Menentukan nilai momen nominal ( $M_n$ )

$$M_n = \frac{M_u}{\text{faktor reduksi } (\phi)}$$

- Menentukan rasio tulangan berdasarkan **SNI T – 12 – 2004** :

$$\rho_{min} = \frac{1,4}{f_y}$$

$$\rho_b = \beta_1 \times \frac{0,85 \times f_c'}{f_y} \times \left[ \frac{600}{600 + f_y} \right]$$

$$\rho_{min} = 0,75 \times \rho_b$$

$$d = h - d' - d.tul$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \times d^2}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f_c'}$$

$$\rho_{perlu} = \frac{1}{m} \times \left\{ 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right\}$$

- Menghitung luas tulangan perlu ( $A_{st}$ ) dan memilih tulangan yang diperlukan.

Luas tulangan yang diperlukan ( $A_{st}$ ) :

$$A_{st_{perlu}} = \rho_{pakai} \times b \times d$$

Dimana  $\rho_{pakai}$  diambil dari nilai yang berada di tengah-tengah antara  $\rho_{min}$ ,  $\rho_{maks}$ ,  $\rho$ .

Luas tulangan yang dipakai :

$$A_{st_{pakai}} = \frac{1}{4} \times \pi \times \phi^2 \times n$$

Dimana  $n$  adalah jumlah tulangan

- Lakukan kontrol kekuatan penampang dan

bandingkan dengan momen ultimate yang akan dipikul oleh penampang

b. Tulangan pembagi

Tulangan pembagi = 20 % x Ast tulangan pasang

### 2.6.3 Perencanaan Pelat Lantai

Pelat lantai yang berfungsi sebagai jalan kendaraan pada jembatan harus mempunyai tebal minimum  $t_s$  sesuai dengan *SNI T – 02 -2005 Standar Pembebanan Jembatan* :

$$t_s \geq 200 \text{ mm}$$

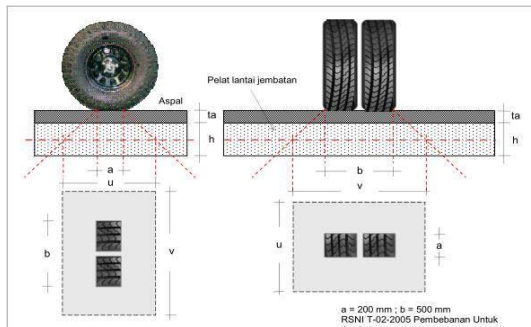
$$t_s \geq (100 + 40 L) \text{ mm}$$

Keterangan :

$L$  = bentang pelat diukur dari pusat ke pusat tumpuan (dalam meter)

Kontrol tebal pelat rencana terhadap geser pons :

Posisi A



Gambar 2.17 Distribusi geser pons tipe

$$P_{\max} = K_{uTT} \times (P_{\text{roda}} + (1 + DLA))$$

.....(2.7.3.1)

Dimana :

$$K_{uTT} = 2$$

$$P_{\text{roda}} = 10 T$$

$$\begin{aligned}
 DLA &= 0,3 \\
 b &= b_{\text{roda}} + 2ta + tp \\
 a &= a_{\text{roda}} + 2ta + tp \\
 K^R_C &= 0,6 \text{ (untuk geser)}
 \end{aligned}$$

$$Vuc = K^R_C \beta_1 \times \beta_2 \times \beta_3 \times b \times d \times \left\{ \frac{Ast \times f'c'}{b \times d} \right\}^{\frac{1}{3}}$$

Dimana :

$$\begin{aligned}
 d &= \\
 K^R_C &= 0,6 \\
 \beta_1 &= 1,4 - \left\{ \frac{d}{2000} \right\} \geq 1,1 \\
 \beta_2 &= 1,0 \\
 \beta_3 &= 1,0
 \end{aligned}$$

Ast = luas potongan melintang dari tulangan memanjang

fc' = 30 Mpa

$$Vuc \text{ (SNI)} = 0,6 \times \frac{1}{6} \times (f'c')^{\frac{1}{6}} \times b \times d$$

#### Perencanaan tulangan pelat lantai :

##### a. Pelat tipe A

Pelat tipe A atau pelat lantai kantilever, sehingga perletakkannya dianggap jepit-bebas pada kedua sisinya.

Beban yang terjadi pada pelat kantilever(tepi),yaitu:

##### 1. Beban Mati Merata

Beban yang terjadi pada kantilever adalah sebagai berikut :

- Berat sendiri pelat lantai kendaraan
- Trotoar = (t rabat x l x γ beton )
- Kerb = 2 x ( t kerb x l kerb x γ beton)
- Air hujan = (t air hujan x l x γ air)

Dari beban – beban diatas maka akan didapat qD total, maka:

$$qD = (qD1 + qD2 + qD3 + qD4) \text{ T/m}$$

Maka digunakan persamaan momen seperti berikut :

$$M_{maks} = \frac{1}{8} q l^2$$

## 2. Beban Mati Terpusat

Dari perhitungan diatas maka dapat didapat PD total yaitu :

- Tiang sandaran = (vol. sandaran x  $\gamma$  beton)
- Pipa sandaran = (A pipa x jumlah pipa x l x  $\gamma$  pipa)

$$PD_{total} = PD1 + PD2 \dots \text{Ton}$$

Dari hasil PDtotal diatas, maka dapat dicari momen PD yang bekerja pada tumpuan dan lapangan. Maka digunakan persamaan momen seperti berikut :

$$M_{maks} = P l$$

Jadi, M maks total untuk beban mati = M maks beban merata + M maks beban terpusat

## 3. Beban Hidup Merata

Beban hidup yang bekerja pada pelat lantai kantilever adalah beban pejalan kaki berdasarkan ***SNI T-02 - 2005 Standar Pembebanan Jembatan*** Dari pembebanan diatas dapat dicari qL yang bekerja pada pelat kantilever, sebagai berikut:

- Pejalan kaki (qL) = qL x b trotoir

Dimana :

qL = beban pejalan kaki

b trotoar = lebar trotoar yang terbebani.

Digunakan persamaan momen seperti berikut :

$$M_{maks} = \frac{1}{8} q l^2$$

Kombinasi :

$$M = (M \text{ mati total} \times KuMs) + (M \text{ hidup} \times KuTP)$$

### Penulangan Lentur Pada Pelat Lantai Kendaraan

Mu = hasil dari M kombinasi

$$Mn \text{ perlu} = \frac{Mu}{\phi} Tm$$

$$\rho \text{ min} = \frac{1,4}{fy}$$

$$\rho b = \frac{\beta_1 \times 0,85 \times fc'}{fy} \left[ \frac{600}{600 + fy} \right]$$

$$\rho \text{ max} = 0,75 \times \rho b$$

Kontrol :  $\rho \text{ min} < \rho < \rho \text{ max}$

Jika  $\rho$  berada diantara  $\rho \text{ min}$  dan  $\rho \text{ max}$ , maka yang digunakan adalah  $\rho$ .

$$d = D \text{ pelat} - \text{decking} - \frac{\phi \text{ tul}}{2}$$

Dimana :

d = Tebal efektif pelat

D pelat = tebal pelat lantai

Decking = tebal selimut

Ø tul = Diameter tulangan yang digunakan

Luas tulangan yang diperlukan (Ast) :

Astperlu =  $\rho$  pakai  $\times b \times d$

$$nt \text{ (jumlah tulangan)} = \frac{Asperlu}{\text{luas tulangan lentur}}$$

Kontrol :  $Mn > Mn \text{ perlu}$

$$a = \frac{As \cdot fy}{0,85 \cdot fc' \cdot b} \text{ mm}$$



$$Mn = As \cdot Fy \left( d - \frac{a}{2} \right) kNm$$

*Jarak antar tulangan*

$$s = \frac{b - (\phi \times nt) - (2 \times decking)}{5}$$

Jadi, tulangan lentur yang dipasang sesuai jarak yang telah dihitung.

### Tulangan Pembagi Pada Pelat Lantai Kendaraan (tepi)

Penulangan Pembagi = 20% x As pasang

Rencanakan tulangan pembagi :

$$As \text{ pasang} = \pi \times \frac{1}{4} \times \phi \times \left( \frac{b}{s \text{ tulangan}} \right)$$

#### b. Pelat tipe B

- Beban mati

Beban yang terjadi pada pelat dalam adalah sebagai berikut :

- Beban Mati Merata
- Berat sendiri pelat (qDL1)=  $t_s \times 2,5 \text{ t/m}^3 \times 1$
- Berat aspal + overlay (qDL2)=  $t_a \times 2,2 \text{ t/m}^3 \times 1$
- Berat air hujan (qDL3)=  $t_{air} \text{ hujan} \times 1 \text{ t/m}^3 \times 1$

Dari beban – beban diatas maka dapat dicari momen qDL yang bekerja pada tumpuan dan lapangan. Dapat digunakan persamaan momen seperti berikut :

$$M_{maks} = \frac{1}{8} qDL^2$$

Dimana :

qdl = total seluruh beban

l = jarak girder dari as ke as

- Beban Hidup Merata

- Beban roda truk “T” = 100 kN = 10.000 kg
- Dengan faktor kejut (DLA = 0,3)
- KUTT = 2 , faktor untuk beban truk

Total muatan :  $P \text{ truk} = (1+DLA) \times T \times K_{uTT}$

Dari hasil P diatas diasumsikan perletakan roda pada pelat dan kemudian diambil hasil momen terbesar.

Ada 2 asumsi pembebanan roda truk pada pelat.

1. Pelat dibebani dua truk yang berlawanan arah tapi beban diasumsikan merata. Dapat diasumsikan perletakan strukturnya jepit – jepit. Adapun lebar pelat yang terpengaruhi adalah selebar penyebaran beban roda.

Dengan demikian plat diasumsikan sebagai balok dengan panjang= l , dan lebar =  $t_a + \frac{1}{2} t_s + 200 \text{ mm}$  dan tinggi =  $t_s$  .

Kemudian dihitung beban  $q_L$ , menggunakan persamaan, seperti berikut :

$$q = \frac{P \text{ roda}}{A}$$

Dimana :

$P \text{ roda}$  = total muatan

$A$  = luas penampang yang terbebani

Dalam hal ini  $A$  adalah  $(2t_a + t_s + 500 \text{ mm})$

Dari hasil  $q_L$  diatas maka dapat dicari nilai momen pada tumpuan dan lapangan, seperti berikut

$$M_{maks} = \frac{1}{24} q L^2$$

Dimana :

$q_L$  = total seluruh beban

$l$  = jarak antar girder

2. Pelat dibebani satu beban roda ditengah-tengah bentang (diasumsikan jepit-jepit). Adapun lebar pelat yang terpengaruhi adalah selebar penyebaran beban roda. Dengan demikian, asumsi struktur plat diantara gelagar adalah sebagai balok dengan panjang = l dan lebar = b dan tinggi = ts  
Kemudian dihitung beban qL, menggunakan persamaan seperti berikut :

$$q = \frac{P \text{ roda}}{A}$$

Dimana :

P roda = total muatan

A = luas penampang yang terbebani

Dalam hal ini A adalah (2ta + ts + 500 mm)

Dari hasil qL diatas maka dapat dicari nilai momen pada tumpuan dan lapangan, seperti berikut

$$M_{maks} = \frac{1}{24} qL^2$$

Dimana :

qL = total seluruh beban

l = jarak antar girder

Dengan demikian, kombinasi momen :

M = (M mati x KuMS) + (M hidup (maks) x KuTP)

- Penulangan Lentur Pada Pelat Lantai Kendaraan (tengah)

Mu = dari hasil M kombinasi

$$Mn \text{ perlu} = \frac{Mu}{\phi} Tm$$

$$\rho \text{ min} = \frac{1,4}{fy}$$

$$\rho b = \frac{\beta_1 \times 0,85 \times f_c'}{f_y} \left[ \frac{600}{600 + f_y} \right]$$

$$\rho_{\max} = 0,75 \times \rho b$$

Kontrol :  $\rho_{\min} < \rho < \rho_{\max}$

Jika  $\rho$  berada diantara  $\rho_{\min}$  dan  $\rho_{\max}$ , maka yang digunakan adalah  $\rho$ .

- Luas tulangan yang diperlukan (Ast) :

Astperlu =  $\rho_{\text{pakai}} \times b \times d$

$$nt \text{ (jumlah tulangan) } = \frac{As_{\text{perlu}}}{\text{luas tulangan lentur}}$$

Kontrol :  $M_n > M_n \text{ perlu}$

$$a = \frac{As \cdot f_y}{0,85 \cdot f_c' \cdot b} \text{ mm}$$

$$M_n = As \cdot F_y \left( d - \frac{a}{2} \right) \text{ kNm}$$

- Jarak antar tulangan

$$s = \frac{b - (\phi \times nt) - (2 \times \text{decking})}{5}$$

Jadi, tulangan lentur yang dipasang sesuai jarak yang telah dihitung.

- Tulangan Pembagi Pada Pelat Lantai Kendaraan (tengah)

Penulangan Pembagi =  $20\% \times As \text{ pasang}$

### 2.6.4 Perencanaan Gelagar

Perencanaan awal gelagar sesuai dengan **BMS, BDM**  
**halaman 4-5**

*Tabel 2.15 Dimensi Gelagar Beton Bertulang*

Jenis Unsur	Tinggi Nominal
Gelagar Beton	$D \geq 165 + 0,06L$
Catatan : 1. Tinggi pelat menerus adalah 90% dari tinggi bentang sederhana diatas 1. D dan L dalam mm	

Dimana : L = panjang jembatan tiap bentang

Penentuan dimensi tinggi gelagar rencana yaitu :

$$D \geq 165 + 0,06L \quad \text{.....2.6.4.1}$$

Untuk penentuan lebar bagian bawah gelagar untuk pelat lantai tidak menerus menggunakan :

$$t \leq 0,5 \times b_w \quad \text{.....2.6.4.2}$$

Dimana :

t = tebal plat lantai

$b_w$  = lebar bagian bawah gelagar

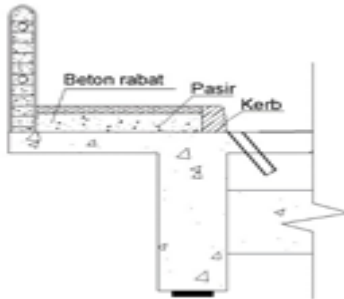
Untuk menentukan lebar efektif pada pelat lantai tidak menerus menggunakan :

$$b_E \leq 4 b_w$$

Dimana :

$b_E$  = lebar efektif (lebar bagian atas gelagar)

$b_w$  = lebar bagian bawah gelagar



*Gambar 2.18 Permodelan gelagar tepi*

a. Beban yang terjadi pada gelagar tepi, yaitu :

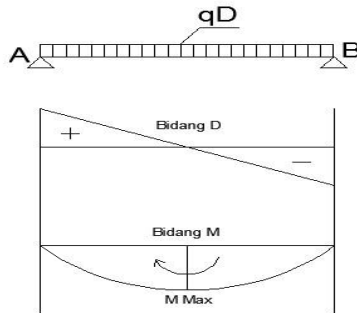
- Beban mati merata berasal dari :

- ☐ berat sendiri gelagar =  $b \times h \times \gamma$  beton
- ☐ q mati plat tepi trotoir =  $(t \text{ rabat} \times l \times \gamma \text{ beton})$

Dari beban – beban diatas maka akan didapat qD total  
maka:

$$qDL = (qD_{total}) T/m$$

Dari hasil qDL total diatas, maka dapat dicari momen qDL yang bekerja maksimum. Dandari data tersebut dapat dihitung untuk gaya dalam (bidang D) dan momen (bidang M), sebagai berikut :



*Gambar 2.19 Bidang D dan M girder*

□ Bidang D lapangan AB

$$D = R_vA - q \times \dots\dots\dots 2.6.4.3$$

dimana :

$R_vA$  = gaya vertikal pada titik A

$q$  = beban mati (qDL)

$x$  = jarak

□ Bidang M lapangan AB

$$M_{max} = 1/2 q l^2 \dots\dots\dots 2.6.4.4$$

dimana :

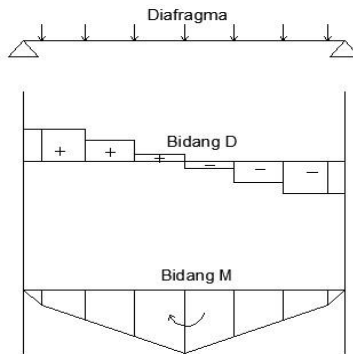
$q$  = beban mati (qDL)

$l$  = jarak

- Beban mati terpusat (pD gelagar tepi)

- pD sandaran

- Diafragma =  $\frac{1}{2} (s \text{ diafragma} \times t \times b \times \gamma \text{ beton})$



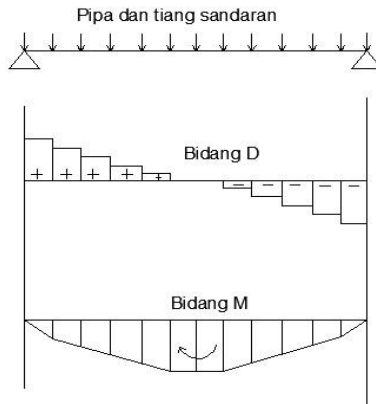
*Gambar 2.20 Bidang D dan M akibat tiang sandaran*

$$M \text{ maks akibat tiang sandaran} = \frac{1}{4} Pl$$

$$\text{Kombinasi M beban mati} = M_{maks} \times 1,3$$

$$M \text{ maks akibat pipa sandaran} = \frac{1}{4} Pl \text{ Kombinasi}$$

$$M \text{ beban} = M_{maks} \text{ pipa}$$



*Gambar 2.21 Bidang D dan M akibat beban diafragma*

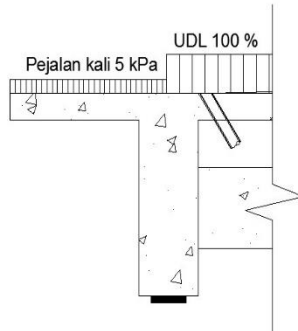


$$M \text{ maks akibat diafragma} = \frac{1}{4} Pl \quad \text{2.6.4.5}$$

$$\text{Kombinasi } M \text{ beban mati} = M \text{ maks} \times 1,3 \quad \text{.....2.6.4.6}$$

$$\text{Total } M \text{ mati} = (M \text{ maks beban merata} \times KuMS)$$

$$+ (M \text{ maks beban terpusat})$$

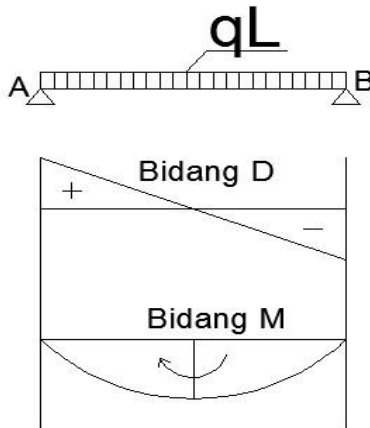


Gambar 2.22 Beban hidup gelagar tepi

- Beban Hidup Pada Gelagar Tepi

Beban hidup balok memanjang berupa beban D dan T yang bergantung pada lebarnya jalur kendaraan, untuk lebar jalur kendaraan jembatan kurang atau sama dengan 5,5 m, maka beban D harus ditempatkan pada seluruh jalur dengan intensitas 100%, dan apabila lebih besar dari 5,5 m beban D harus ditempatkan pada jalur lalu-lintas rencana yang berdekatan dengan intensitas yang tercantum pada ***SNI T-02-2005 Standar Pembebanan Jembatan***, sedangkan sisa dari jalur dengan intensitas sebesar 50% seperti tercantum pada ***SNI T-02-2005 Standar Pembebanan Jembatan***. 100 % beban UDL,  $q = 0,8 \text{ T/m}$  untuk  $L < 30 \text{ m}$

- Beban Hidup merata



Gambar 2.23 Bidang D dan M akibat beban hidup merata gelagar tepi

$$\square \text{ Pejalan kaki} = (q \text{ pejalan kaki} \times l) \quad \text{.....2.6.4.7}$$

$$\square \text{ Beban UDL } 100 \% = (q \text{ UDL} \times l) \quad \text{..... 2.6.4.8}$$

$$qL \text{ total} = \text{pejalan kaki} + \text{UDL} \quad \text{..... 2.6.4.9}$$

Dari hasil beban diatas maka dapat dihitung untuk gaya dalam (bidang D) dan momen (bidang M), sebagai berikut:

$\square$  Bidang D lap AB

$$D = RvA - q \cdot x. \quad \text{.....2.6.4.10}$$

dimana :

$RvA$  = gaya vertikal pada titik A

$q$  = beban mati ( $qDL$ )

$x$  = jarak

$\square$  Bidang M lap AB

$$M_{\max} = RvAx - q \cdot x \cdot (l) \quad \text{..... 2.6.4.11}$$

dimana :

$R_vA$  = gaya vertikal pada titik A

$q$  = beban mati ( $q_{DL}$ )

$x$  = jarak

- Beban hidup terpusat

Beban hidup pada gelagar yang bekerja terpusadadalah “BGT”. Beban garis (BGT) sebesar  $P$  kN/mditempatkan dalam kedudukan sembarang sepanjangjembatan dan tegak lurus pada arah lalu lintas. (berdasarkan *SNI T-02 -2005 Standar PembebananJembatan*).

□ Beban BGT,  $P = 4,9$  T/m

Beban KEL = (  $P_{KEL} \times l$  ) ..... **2.6.4.12**

Dari hasil beban struktur diatas maka dapat dihitunguntuk gaya dalam ( bidang D) dan momen ( bidangM), sebagai berikut :

M maks akibat KEL =  $P \times l$  ..... **2.6.4.13**

Total M hidup = M maks beban merata + Mmaks beban terpusat

Kombinasi :  $M = M_{mati\ total} + M_{hidup}$

$KuTP$  ..... **2.6.4.14**

b. Penulangan pada gelagar tepi :

Alur penulangan lentur

Berdasarkan buku beton bertulang susunan *SNI T-12-2004Struktur Beton Jembatan*, dalam memeriksa penampangbalok harus memenuhi kriteria sebagai berikut:

1.  $M_n > M_u$

2.  $\phi M_n > M_u$

Dimana :

$\phi$  = faktor reduksi akibat kesalahan dalam perkerasan

$M_n$  = momen nominal dari penampang

$M_u$  = momen batas terfaktor

Berdasarkan buku beton bertulang, *SNI T-12-2004 Struktur Beton Jembatan*, faktor  $\phi$  bermacam-macam tergantung pada perilaku maupun jenis elemen strukturnya. Faktor reduksi kekuatan terhadap lentur yaitu 0,9.

$$M_n \text{ perlu} = \frac{M_u}{\phi} \text{ kNm} \quad \dots\dots\dots 2.6.4.15$$

Berdasarkan buku beton bertulang *SNI T-12-2004 Struktur Beton Jembatan*, letak garis netral (x) saat kondisi *balanced*, yaitu :

$$\rho_b = \frac{\beta_1 \times 0,85 \times f_c'}{f_y} \left[ \frac{600}{600 + f_y} \right] \quad \dots\dots\dots 2.6.4.16$$

Dimana :

$\rho_b$  = Kondisi berimbang

$f_y$  = Mutu baja (MPa)

$\beta_1$  = faktor garis netral (0,85)

$f_c'$  = mutu beton (MPa)

$$\rho_{\max} = 0,75 \cdot \rho_b \quad \dots\dots\dots 2.6.4.17$$

Dimana :

$\rho_b$  = dari hasil nilai hitungan diatas

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} \quad \dots\dots\dots 2.6.4.18$$

Dimana :  $f_y$  = mutu baja (MPa)

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f_y} \quad \dots\dots 2.6.4.19$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \times d} \quad \text{..... 2.6.4.20}$$

Dimana :

$R_n$  = Kuat rencana

$M_n$  = momen nominal dari penampang

$\phi = 0,8$

$b$  = Jarak antar girder

$d$  = tinggi bersih

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{1}{m} (1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot R_n}{f_y}}) \quad \text{..... 2.6.4.21}$$

kontrol :  $\rho_{\min} < \rho < \rho_{\max}$

- Luas tulangan yang diperlukan

$(A_{st}) = \rho \times b \times d$

Dimana :

$\rho$  = didapat dari hasil kontrol diatas

$b$  = jarak antar gelagar as ke as

$d$  = tebal efektif

$$n = \frac{A_s}{\frac{1}{4} \pi d^2} \quad \text{..... 2.6.4.22}$$

Dari hasil  $n$  akan didapat jumlah tulangan yang dibutuhkan

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0,85 \cdot f_c' \cdot b} \quad \text{..... 2.6.4.23}$$

$$x = \frac{a}{0,8} \quad \text{..... 2.6.4.24}$$

Dimana dari hasil  $x$  dapat menentukan letak garis netral

Kontrol :  $M_n \text{ ada} > M_n \text{ perlu}$

$$M_n \text{ ada} = A_s \cdot f_y \left(d - \frac{a}{2}\right) \text{ kNm} \quad \text{..... 2.6.4.25}$$

- Penentuan gelagar T asli atau T palsu

Dinyatakan gelagar T tersebut palsu apabila garis netral berada dalam flens Sedangkan gelagar tersebut T asli apabila garis netral berada di luar flens.

□ Alur penulangan geser

- Menentukan gaya lintang maksimum

$V_u = V \text{ beban mati} + V \text{ beban hidup} + V \text{ BGT}$

$$V^* = \frac{V_u}{K_{CR}} \quad \dots\dots 2.6.4.26$$

- Menghitung batas kehancuran badan

$$V_{maks} = 0,2 \times f_c' \times b \times d \quad \dots 2.6.4.27$$

- Menghitung bagian beton terhadap kekuatan geser ( $V_{uc}$ )

$$V_{uc} = \beta_1 \times \beta_2 \times \beta_3 \times b_w \times \text{balok} \times d \times \left( \frac{A_{st} \cdot f_{cr}}{b_w \text{ balok} \times d} \right)^{\frac{1}{2}} \quad 2.6.4.28$$

$$\beta_1 = 1,4 \left( \frac{d}{2000} \right) \geq 1,1 \quad \dots\dots\dots 2.6.4.29$$

$$\beta_2 = 1,0$$

$$\beta_3 = 1,0$$

$$d = b - \text{decking} - \text{\textit{\O}tulangan pembagi} - \frac{\text{\textit{\phi}tulngan lentur}}{2} \quad \dots\dots\dots 2.6.4.30$$

$$A_v = 2 A_s \quad \dots\dots\dots 2.6.4.31$$

$$V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f_c' \times b \times d} \quad \dots\dots\dots 2.6.4.32$$

$$\text{\textit{jarak sengkang}, } S = \frac{A_v \times f_y \times d}{\frac{V_u}{\phi} - V_c} \quad \dots\dots\dots 2.6.4.33$$

- Kuat geser minimum

$$V_{umin} = V_{uc} + (0,6 \times b \times d) \quad \dots\dots\dots 2.6.4.34$$

- Lakukan Kontrol

$$V_u \leq K_C^R \times V_u \text{ min} \quad \dots\dots\dots 2.6.4.35$$

Apabila terpenuhi maka tulangan geser tidak diperlukan,  
akan tetapi apabila :

$$V_u \geq K_C^R \times V_u \text{ min} \quad \dots\dots\dots 2.6.4.36$$

Maka harus dihitung kekuatan geser yang akan dipikul

c. Beban yang terjadi pada gelagar tengah yaitu :

-Beban mati merata (qD) berasal dari :

$$\square \text{ berat sendiri balok gelagar} = b \times h \times \gamma \text{ beton}$$

$$\square q \text{ mati pelat tengah} =$$

$$qD \text{ total} = \frac{\dots\dots\dots t/m}{\dots\dots\dots}$$

Dari hasil qDL total diatas, maka dapat dicari momen qDL yang bekerja pada tumpuan dan lapangan. maka dari hasil itu dapat dihitung untuk gaya dalam (bidang D) dan momen (bidang M), sebagai berikut :

$\square$  Bidang D Lap AB

$$D = R_vA - q \times \dots\dots\dots 2.6.4.37$$

dimana:  $R_vA$  = gaya vertikal pada titik A

$$q = \text{beban mati (qD)}$$

$$x = \text{jarak}$$

$\square$  Bidang M Lap AB

$$M \text{ maks} = \frac{1}{2} q l^2 \quad \dots\dots\dots 2.6.4.38$$

dimana : q = beban mati (qD)

$$l = \text{jarak}$$

- Beban mati terpusat

$$- \text{Diafragma} = (s \text{ diafragma} \times t \times b \times \gamma \text{ beton}) \quad 2.6.4.39$$

$$M \text{ maks akibat diafragma} = \frac{1}{4} p l \quad \dots\dots\dots 2.6.4.40$$

Total Momen mati = M maks beban merata + M maks beban terpusat..... 2.6.4.41

- Beban Hidup Pada Gelagar Tengah :

Beban hidup balok memanjang berupa beban D dan T yang bergantung pada lebarnya jalur kendaraan, untuk lebar jalur kendaraan jembatan kurang atau sama dengan 5,5 m, maka beban D harus ditempatkan pada seluruh jalur dengan intensitas 100%, dan apabila lebih besar dari 5,5 m beban D harus ditempatkan pada jalur lalu-lintas rencana yang berdekatan dengan intensitas yang tercantum pada SNI T-02 - 2005 Standar Pembebanan Jembatan, sedangkan sisa dari jalur dengan intensitas sebesar 50% seperti tercantum pada ***SNI T-02 -2005 Standar Pembebanan Jembatan***

100% beban UDL,  $q = 0,8 \text{ T/m}^2$  untuk  $L < 30 \text{ m}$

- Beban UDL 100% =  $(q \text{ UDL} \times l)$  ..... **2.6.4.42**

- Beban hidup merata :

Dari hasil beban struktur maka dapat dihitung gaya dalam (bidang D) dan momen (bidang M), sebagai berikut :

□ Bidang D Lap AB

$D = R_vA - q \times x$  ..... **2.6.4.43**

dimana:

$R_v$  = gaya vertikal pada titik A

$q$  = beban mati ( $q_D$ )

$x$  = jarak

□ Bidang M Lap AB

$M_{\text{maks}} = \frac{1}{2} q l^2$  ..... **2.6.4.44**

dimana :

$q$  = beban mati ( $q_D$ )

$l$  = jarak

- Beban hidup terpusat :



Beban hidup pada gelagar yang bekerja terpusat adalah “BGT”. Beban garis (BGT) sebesar  $P$  kN/m, ditempatkan dalam kedudukan sembarang sepanjang jembatan dan tegak lurus pada arah lalu lintas.  
(berdasarkan *SNI T-02 -2005*).

□ Beban BGT,  $P = 4,9$  T/m

$$\text{Beban BGT} = (P \text{ BGT} \times l) \cdot 2.6.47$$

Dari hasil beban struktur maka dapat dihitung gaya dalam (bidang D) dan Momen (bidang M), sebagai berikut :

$$M \text{ maks akibat KEL} = P \times l \quad \mathbf{2.6.4.45}$$

Total M hidup = M maks beban merata +

M maks beban terpusat

Kombinasi :

$$M = (M \text{ mati total} \times KuMS) + (M \text{ hidup} \times KuTP) \quad \mathbf{2.6.4.46}$$

d. Penulangan pada gelagar tengah

□ Alur penulangan lentur

Berdasarkan buku beton bertulang susunan *SNI T-12-2004 Struktur Beto Jembatan*, dalam memeriksa penampang balok harus memenuhi kriteria sebagai berikut:

$$1. M_n > M_u$$

$$2. \phi M_n > M_u$$

Dimana :

$\phi$  = faktor reduksi akibat kesalahan dalam perkerasan

$M_n$  = momen nominal dari penampang

$M_u$  = momen batas terfaktor

Berdasarkan buku beton bertulang, *SNI T-12-2004 Struktur Beton Jembatan*, faktor  $\phi$  bermacam-macam tergantung pada perilaku maupun jenis elemen strukturnya. Faktor reduksi kekuatan terhadap lentur yaitu 0,9.

$$M_n \text{ perlu} = \frac{M_u}{\phi} \text{ kNm} \dots\dots\dots 2.6.4.47$$

Berdasarkan buku beton bertulang *SNI T-12-2004 Struktur Beton Jembatan*, letak garis netral (x) saat kondisi *balanced*, yaitu :

$$\rho_b = \frac{\beta_1 \cdot 0,85 \cdot f_c'}{f_y} \left[ \frac{600}{600 + f_y} \right] \dots\dots\dots 2.6.4.48$$

Dimana :

$\rho_b$  = Kondisi berimbang  
 $f_y$  = Mutu baja (MPa)  
 $\beta_1$  = faktor garis netral (0,85)  
 $f_c'$  = mutu beton (MPa)

$$\rho_{\max} = 0,75 \cdot \rho_b \dots\dots\dots 2.6.4.49$$

Dimana :

$\rho_b$  = dari hasil nilai hitungan diatas

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} \dots\dots\dots 2.6.4.50$$

Dimana :

$F_y$  = mutu baja (Mpa)

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f_y} \dots\dots\dots 2.6.4.51$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \times d^2} \dots\dots\dots 2.6.4.52$$

Dimana :

$R_n$  = Kuat Rencana

$M_n$  = Momen nominal dari penampang

$\emptyset$  = 0,8

$b$  = Jarak antar girder

d = Tinggi bersih

$$\rho = \frac{K_{CR} \cdot f_y - \sqrt{(K_{CR} \cdot f_y)^2 - 2,4 K_{CR} \left(\frac{M^*}{bd^2}\right) \left(\frac{f_c^2}{f_{ct}}\right)}}{1,2 K_{CR} \left(\frac{f_y^2}{f_{ct}}\right)} \dots\dots\dots 2.6.4.53$$

kontrol :  $\rho_{\min} < \rho < \rho_{\max}$

- Luas tulangan yang diperlukan ( $A_{st}$ ) =  $\rho \times b \times d$

Dimana :

$\rho$  = didapat dari hasil kontrol diatas

b = jarak antar gelagar as ke as

d = tebal efektif

$$nt = \frac{A_s}{\frac{1}{4}\pi t^2} \dots\dots\dots 2.6.4.54$$

Dari hasil nt maka akan didapat jumlah tulangan yang dibutuhkan.

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0,85 \cdot f_{ct}' \cdot b} \text{ mm} \dots\dots\dots 2.6.4.55$$

$$x = \frac{a}{0,8}$$

Dimana dari hasil x dapat menentukan letak garis netral

Kontrol :  $M_n \text{ ada} > M_n \text{ perlu}$

$$M_n \text{ ada} = A_s \cdot F_y \left(d - \frac{a}{2}\right) \text{ kNm} \dots\dots\dots 2.6.4.56$$

- Penentuan gelagar T asli atau T palsu

Dinyatakan gelagar T tersebut palsu apabila garis netral berada dalam flens. Sedangkan gelagar tersebut T asli apabila garis netral berada di luar flens.

☐ Alur penulangan geser

- Menentukan gaya lintang maksimum

$$V_u = V \text{ beban mati} + V \text{ beban hidup} + V \text{ BGT}$$

$$V^* = \frac{Vu}{K_{CR}} \dots\dots\dots 2.6.4.57$$

- Menghitung batas kehancuran badan

$$V_{maks} = 0,2 \times f_c' \times b \times d \dots\dots\dots 2.6.4.58$$

- Menghitung bagian beton terhadap kekuatan geser ( $V_{uc}$ )

$$V_{uc} = \beta_1 \times \beta_2 \times \beta_3 \times b_{\text{walok}} \times d \times \left( \frac{A_{st} \cdot f_c'}{b_{\text{walok}} \times d} \right) \dots 2.6.4.59$$

$$\beta_1 = 1,4 \left( \frac{d}{2000} \right) \geq 1,1 \dots 2.6.4.60$$

$$\beta_2 = 1,0$$

$$\beta_3 = 1,0$$

$$d = b - \text{decking} - \phi_{\text{tulangan pembagi}} - \frac{\phi_{\text{tulangan lentur}}}{2}$$

... 2.6.4.61

$$A_v = 2 A_s \dots\dots\dots 2.6.4.62$$

$$V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f_c' \times b \times d}$$

$$\text{jarak sengkang, } S = \frac{A_v \times f_y \times d}{\frac{V_u}{\phi} - V_c} \dots 2.6.4.62$$

- Kuat geser minimum

$$V_{umin} = V_{uc} + (0,6 \times b \times d) \dots\dots\dots 2.6.4.63$$

- Lakukan Kontrol

$$V_u \leq K_C^R \times V_{u \text{ min}} \dots\dots\dots 2.6.4.64$$

Apabila terpenuhi maka tulangan geser tidak diperlukan, akan tetapi apabila :

$$V_u \geq K_C^R \times V_{u \text{ min}}$$

Maka harus dihitung kekuatan geser yang akan dipikul

### 2.6.5 Perencanaan Diafragma

Perencanaan dimensi balok diafragma tidak ada pedoman pasti, sehingga digunakan acuan sebagai berikut :

Perletakan balok diafragma dianggap jepit – jepit

□ Beban yang terjadi, yaitu :

- Beban mati merata :

Beban sendiri Diafragma =  $b \times h \times \gamma$  beton

□ Kombinasi = (Momen mati x KuMS) + ( Momen Hidup x KuTP)

### 2.6.6 Perencanaan Perletakan

#### 2.6.6.1 Dasar Perencanaan

Berdasarkan pedoman yang dikeluarkan oleh Kementerian Pekerjaan Umum dan Perumahan Rakyat yang berjudul *Perancangan Banatalan Elastomer Untuk Perletakan Jembatan* perletakan jembatan merupakan salah satu komponen dalam struktur jembatan yang berfungsi sebagai media penyalur beban antara bangunan atas dan bangunan bawah. Oleh karena itu, perletakan harus dirancang untuk mengakomodasi perputaran dan dapat memberikan perpindahan tertentu. Perletakan yang akan dipakai dalam perencanaan ini adalah perletakan bearing pad.

#### 2.6.6.2 Perhitungan Perencanaan Bantalan Elastomer Berlapis

1. Luas area elastomer yang diperlukan

$$A \text{ perlu} > \frac{(P_{DL} + P_{LL})}{\sigma_s} \quad \text{.....2.6.6.2.1}$$

Dimana :

A = luas keseluruhan (bonded )

$P_{DL}$  = beban mati rencan ( N )

$P_{LL}$  = beban hidup rencan ( N )

$\sigma_s$  = tegangan rata – rata akibat beban total  
(Mpa)

2. Asumsikan dimensi – dimensi dalam perletakan elastomer berdasarkan perhitungan luas yang telah di hitung di no.1
3. Hitung shape facktor / faktor bentuk

$$S = \frac{A}{I_p \cdot h_{ri}} \dots\dots\dots 2.6.6.2.2$$

$$I_p = 2(L + W) \dots\dots\dots 2.6.6.2.3$$

Dimana :

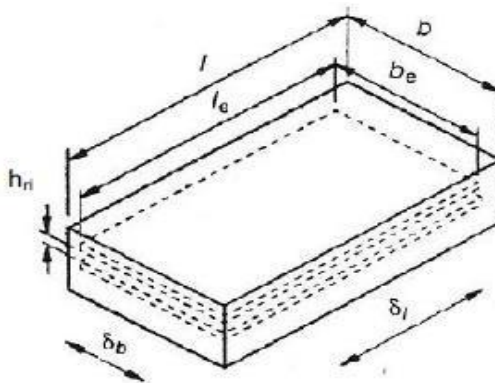
S = faktor bentuk

A = luas keseluruhan (bonded surface area) (mm<sup>2</sup>)

$I_p$  = keliling elastomer, termasuk lubang (bonded surface perimeter)(mm)

$h_{ri}$  = ketebalan efektif karet pada lapisan antara (internal layer) (mm)

I = panjang efektif keseluruhan elastomer (mm)



Gambar 2.24 Bearing pad

Faktor bentuk S harus berada dalam batas berikut ini :

- Untuk banalan polos  $1 < S < 4$
- Untuk bantalan tipe berlapis  $1 < S < 12$

#### 4. Cek tegangan izin

$$\sigma_s = \frac{(P_{LL} + P_{LL})}{A} \quad \dots\dots\dots 2.6.6.2.4$$

$$\sigma_L = \frac{P_{LL}}{A} \quad \dots\dots\dots 2.6.6.2.5$$

Dimana :

A = luas keseluruhan (bonded surface area) (mm<sup>2</sup>)

PDL = beban mati rencana (N)

PLL = beban hidup rencana (N)

Ss = tegangan rata-rata akibat beban total  
(Mpa)

sL = tegangan rata-rata akibat beban hidup  
(Mpa)

Terlepasnya elastomer dari pelat penguatnya dapat dicegah

dengan menggabungkan batasan tekan yang dipenuhi

berdasarkan persamaan berikut:

$$\square ss = 7 \text{ Mpa} \quad \dots\dots\dots 2.6.6.2.6$$

$$\square ss = 1,0 \text{ GS} \quad \dots\dots\dots 2.6.6.2.7$$

Keterangan :

G = modulus geser elastomer

S = faktor bentuk

$\sigma_s$  = tegangan rata-rata akibat beban total (Mpa)

#### 5. Cek deformasi geser

hrt = (jumlah tebal lapisan internal + jumlah tebal cover)

$$hrt = 2 \Delta s \quad \dots\dots\dots 2.6.6.2.8$$

Dimana : hrt = ketebalan total elastomer  
 $\Delta s$  = deformasi geser rencana

#### 6. cek rotasi

$$\sigma_S = 0,5 G \cdot S \left( \frac{L}{h_{ri}} \right)^2 \frac{\theta_{s,y}}{n} \dots\dots\dots 2.6.6.2.9$$

$$\sigma_S = 0,5 G \cdot S \left( \frac{W}{h_{ri}} \right)^2 \frac{\theta_{s,y}}{n} \dots\dots\dots 2.6.6.2.10$$

Keterangan :

- n = jumlah lapisan internal karet
- G = modulus geser elastomer (Mpa)
- $\theta_{s,x}$  = maksimum perputaran pada setiap sumbu (rad)
- S = faktor bentuk
- hri = ketebalan lapisan internal (mm)
- W = lebar dari bantalan elastomer (tegak lurus terhadap sumbu memanjang jembatan) (mm).
- L = panjang dari bantalan elastomer (sejajar dengan sumbu memanjang jembatan) (mm).

#### 7. Cek stabilitas

$$H \leq \frac{L}{3} \dots\dots\dots 2.6.6.2.11$$

$$H \leq \frac{W}{3} \dots\dots\dots 2.6.6.2.12$$

h cover < 0,7 hri

keterangan :

- H = tinggi dari bantalan elastomer
- L = panjang dari bantalan elastomer (sejajar dengan sumbu)
- W = lebar dari bantalan elastomer (tegak lurus terhadap sumbu memanjang jembatan) (mm).
- hri = ketebalan lapisan internal (mm)

#### 8. Menentukan tebal pelat

- ☐ Kondisi layan



$$h_s \leq \frac{3 \cdot h_{rmax} \cdot \sigma_s}{f_y} \quad \dots\dots\dots 2.6.6.2.13$$

□ Kondisi layan

$$h_s \leq \frac{3 \cdot h_{rmax} \cdot \sigma_L}{f_y} \quad \dots\dots\dots 2.6.6.2.14$$

Keterangan :

hrmax = ketebalan maksimum lapisan elastomer pada bantalan elastomer (mm)

hs = ketebalan lapisan plat pada elastomer berlapis plat (mm)

fy = batas ulur dari pelat baja yang digunakan (MPa)

FTH = batas fatik (*constant amplitude fatigue threshold*) yang digunakan(MPa)

sS = tegangan rata-rata akibat beban total (MPa)

sL = tegangan rata-rata akibat beban hidup (MPa)

## 2.7 Perencanaan Bangunan Bawah

Yang termasuk bangunan bawah jembatan adalah abugment,pondasi, dan pilar. Dimana setiap bagian tersebut akan dijelaskan sebagai :

### 2.7.1 Perencanaan Kepala Jembatan

Kepala jembatan(abutmen) merupakan suatu bangunan /bagian dari konstruksi jembatan yang menerima beban dari bangunan atas dan tekanan tanah yang selanjutnya akan disalurkan ke pondasi. Tekanan tanah dapat berupa tekanan tanah aktif dan tekanan tanah pasif. Tekanan tanah aktif adalah tekanan tanah yang membebani dinding penahan tanah dengan arah horizontal di bagian belakang abutmen dan besar tekanan dapat meningkat perlahan – lahan sampai mencapai harga tetap. Sedangkan tekanan tanah pasif adalah tekanan tanah yang mempunyai tegangan horizontal yang arahnya

berlawanan dengan tekanan tanah aktif. Beban yang bekerja pada abutmen yaitu:

d. Beban Vertikal

Beban dari bangunan atas (tercantum pada perhitungan girder)

- Beban mati merata
  1. Berat sendiri gelagar
  2. Berat trotoar
  3. Berat Kerb
  4. Berat air hujan
  5. Berat pelat kendaraan
  6. Berat aspal+overlay
- Beban mati terpusat
  1. Berat tiang sandaran
  2. Berat pipa sandaran
  3. Berat diafragma
- Beban hidup merata
  1. Beban pejalan kaki
  2. Beban UDL
- Beban hidup terpusat
  1. Beban KEL
    - o Berat sendiri abutmen
    - o Berat pelat injak
    - o Berat tanah

e. Beban Horizontal

○ Tekanan tanah

▪ Tekanan tanah aktif

Arah gaya dari tekanan tanah aktif adalah horizontal ke arah dalam jembatan, tepatnya tanah aktif berada di belakang abutmen sesuai dengan ***SNI T-02 -2005 Standar Pembebanan Jembatan***

$$K_a = \tan^2 (45 - \phi/2) \dots\dots\dots 2.7.1.1$$

$$q_a = \lambda \times h^2 \times K_a \dots\dots\dots 2.7.1.2$$

$$T_{a1} = q \times b \dots\dots\dots 2.7.1.3$$

$$Ta_2 = 1/3 \times q \times b \quad \dots\dots\dots 2.7.1.4$$

Dimana:

$K_a$  = Koefisien tanah aktif

$\alpha$  = Sudut kemiringan dari urugan

$\Delta t$  = berat volume tanah (1,83 t/m<sup>3</sup>)

$\phi$  = sudut geser tanah

$c$  = koefisien geser tanah

$\delta$  = rencana sudut geser tembok (2/3  $\phi$ )

■ Tekanan tanah pasif

Tekanan tanah pasif pada kepala jembatan direncanakan setinggi poer. Untuk menghitung tekanan tanah pasif digunakan cara yang sama dengan tekanan tanah aktif

$$K_p = \tan^2(45 + \frac{\phi}{2}) \quad \dots\dots\dots 2.7.1.5$$

$$q_p = \lambda \times h^2 \times K_p \quad \dots\dots\dots 2.7.1.6$$

$$T_p = 0,5 \times q \times b \quad \dots\dots\dots 2.7.1.7$$

■ Tekanan tanah akibat beban gempa ( Tekanan tanah dimanik ) Jika diasumsikan abutmen sebagai tembok flekibel (BMS BDC 1992 Lampiran A-21) maka sudut kemiringan tepi belakang tembok diukur terhadap vertikal ( $\beta$ )

$$\phi = \tan^{-1}(K_{cr} \times \tan \phi) \quad \dots\dots\dots 2.7.1.8$$

$$\delta = 2/3 \phi \quad \dots\dots\dots 2.7.1.9$$

$$KAG = \frac{\cos^2(\phi^\delta - \beta - \theta)}{\cos^2 \beta \cdot \cos(\delta^\delta + \beta + \theta) \left( 1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi^\delta + \delta^\delta) \sin(\phi^\delta - \alpha - \theta)}{\cos(\delta^\delta + \beta + \theta) \cos(\beta - \alpha)}} \right)}$$

$$\Delta K_{ag} = K_{aG} - K_a \quad \dots\dots\dots 2.7.1.11$$

$$\Delta PG = \frac{\gamma t \cdot H^2}{2} \times \Delta K_{aG} \times H \quad \dots\dots\dots 2.7.1.12$$

Dimana :

$K_{ag}$  = koefisien tekanan tanah aktif  
Dinamik

$\Delta K_{ag}$  = Tambahan koefisien tekanan tanah dinamik

$\Delta PG$  = Tekanan tanah dinamik

$\beta$  = sudut geser tepi belakang tembok (0)

$\alpha$  = sudut kemiringan jurugan (0,83)

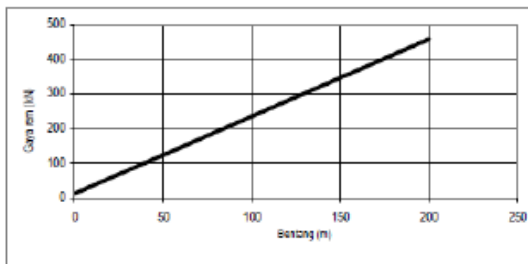
$\delta$  = rencana sudut geser tembok

$\phi$  = sudut geser tanah nominal

Dari analisis pembebanan diatas, maka selanjutnya akan dilanjutkan dengan analisis momen dan gaya.

#### ○ Beban rem

Analisis beban rem berdasarkan ***SNI T-02 -2005 Standar Pembebanan Jembatan*** maka gaya rem diperhitungkan senilai dengan gaya rem sebesar 5% dari beban lajur D yang dianggap ada pada semua jalur lalu lintas atau bisa menggunakan tabel berikut



Gambar 2.25 Grafik beban rem

#### ○ Gaya gempa bumi

Analisis beban gempa berdasarkan ***SNI 2833-2013 Perancangan Jembatan Terhadap Beban Gempa*** , beban gempa direncanakan

dengan metode beban horizontal statis ekuivalen. Beban gempa bangunan atas yang masuk pada abutmen direncanakan 50% dari total beban.

○ Beban angin

Gaya angin (Tew)

$$= 0,0006 \times C_w \times V_w^2 \times A_b \text{ (KN)} \dots\dots\dots 2.7.1.13$$

$$A_b = L \times d \dots\dots\dots 2.7.1.14$$

Dimana:

$A_b$  = Luas koef bagian sampig jembatan

$L$  = Panjang jembatan(m)

$D$  = Tinggi samping jembatan yang terkena angin, dimana hal ini adalah jarak dari antar gelagar sampai tinggi truk (m)

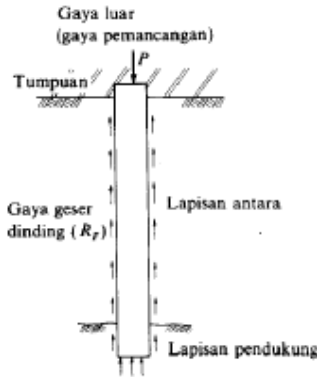
*Tabel 2.15 Tabel Kecepatan Angin*

Keadaan Batas	Lokasi	
	< 5 km dari pantai	> 5 km dari pantai
Daya Layan	30 m/s	25 m/s
Ultimate	35 m/s	30 m/s

## 2.7.2 Perencanaan Pondasi

Pemilihan pondasi yang akan digunakan harus bersumer pada data hasil penyelidikan tanah . Untuk mengetahui hasil penyelidikan tanah maka data tanah dapat berupa data SPT maupun data property tanah itu, guna mngetahui letak tanah keras. Setelah mengetahui letak tabah keras tersebut maka bisa dipiih tipe pondasi yang akan digunakan, untuk letak tanah keras yang lebih dari 10 meter maka dipilih jenis

pondasi dalam sehingga beban dapat disalurkan ke tanah keras.



Gambar 2. 26 daya dukung tiang pancang

### 2.7.3 Pondasi Tiang Pancang Tunggal

Untuk menentukan daya dukung suatu tiang pancang berdasar hasil data SPT maka dapat menggunakan rumus:

a. Gaya Geser Dinding Tiang

Menentukan gaya geser maksimum dinding tiang:

$$R_f = U_p \times \sum (l_i \times f_i) \quad \text{.....2.7.3.1}$$

Keterangan:

$U_p$  = keliling tiang(m)

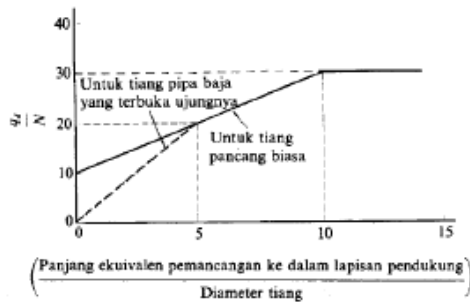
$l_i$  = tebal lapisan tanah dengan memperhitungkan geseran dinding tiang

$f_i$  = Besarnya gaya geser maksimum dari lapisan tanah dengan memperhitungkan geseran dinding tiang (ton/m<sup>2</sup>)

b. Daya Dukung Ujung Tiang Pancang

Setelah diameter tiang ditentukan dan panjang penetrasi telah didapat maka  $q_d/N$  dapat dicari melalui tabel berikut

#### 6.4 Daya Dukung Yang Diijinkan



Gambar 2.27 Diagram perhitungan dari intensitas daya dukung ultimate tanah pondasi pada ujung tiang

Setelah  $q_d/N$  dapat diketahui maka besarnya  $q_d$  dapat ditentukan dengan rumus:

$$q_d = \frac{q_d}{N} \times N \dots\dots\dots 2.7.3.2$$

Keterangan:

$q_d$  = Daya dukung terpusat tiang(ton)  
 $N$  = Harga  $N$  untuk perencanaan tanah pondasi pada ujung tiang

Sehingga daya dukung ujung tiang panjang dapat digunakan rumus:

$$R_t = q_d \times A \dots\dots\dots 2.7.3.3$$

Keterangan :

$A$  = Luas ujung tiang ( $m^2$ )

c. Daya Dukung Ultimate Tiang

$$R_u = R_f + R_t \dots\dots\dots 2.7.3.4$$

Keterangan :

$R_u$  = Daya dukung ultimate tanah pondasi (ton)

$R_f$  = Gaya geser dinding tiang (ton)

$R_p$  = Daya dukung terpusat tiang

d. Daya Dukung Ijin Tiang ( $R_a$ )

$$R_a = \frac{R_u}{SF} - W_p \quad \text{.....2.7.3.5}$$

Keterangan :

SF = faktor kemanan

W<sub>p</sub> = Berat efektif tiang dan tanah didalam tiang(ton)R<sub>a</sub> = daya dukung ijin tiang ( $R_a$ )e. Koefisien Reaksi Tanah Dasar ( $k$ )

$$k = 0,2 \times E_o \times D^{-0,75} \times y^{-0,5} \quad \text{.....2.7.3.6}$$

f. Daya Dukung Gaya Horizontal Tiang Tegak ( $H_a$ )

$$H_a = \left( \frac{k \cdot D \cdot y}{\beta} \right) \quad \text{.....2.7.3.7}$$

Keterangan :

H<sub>a</sub> = Daya dukung mendatar yang diijinkan (kg)K = koefisien reaksi lapisan tanah di bawah permukaan dalam arah vertikal (kg/m<sup>3</sup>)

D = Diameter tiang (cm)

Y = Besarnya pergeserdan normal (cm)

## 2.7.3.1 Pondasi Tiang Pancang Grup

Untuk mendapatkan daya dukung yang lebih besar dari tiang tunggal maka digunakan tiang grup untuk mendapatkan daya dukung yang lebih besar sesuai yang dibutuhkan rumus yang dapat digunakan :

$$Q_L (\text{grup}) = Q_L (1 \text{ tiang}) \times n \times C_e \quad \text{.....2.7.3.1.1}$$

Dimana :

N = Jumlah Tiang

C<sub>e</sub> = Efisiensi dalam tiang grup

Beberapa perumusan untk menghitung nilai efisiensi

$$Q_{kel} = Q \text{ ijin } 1 \text{ tiang} \times \text{Efisiensi} \quad \text{.....2.7.3.1.2}$$

Untuk menghitung nilai efisiensi dapat menggunakan rumus dari metode Converce – Lebarre

$$\Pi = 1 - [\arct(D/S) \times (m-1) \times n + (n-1) \times m] \quad \text{.....2.7.3.1.3}$$

Dimana :



S = Jarak antar tiang pancang

M = Jumlah tiang pancang dalam 1 kolom

N = Jumlah tiang pancang dalam 1 baris

Beban yang bekerja dalam 1 tiang pancang

$$P_i = V + \frac{Mx \cdot Y_{max}}{\sum y_i^2} \pm \frac{My \cdot X_{max}}{\sum x_i^2} \leq Q \text{ ijin 1 tiang}$$

Dimana :

N<sub>x</sub> = Jumlah tiang pancang pada arah x

N<sub>y</sub> = Jumlah tiang pancang pada arah y

X<sub>max</sub> = Jarak as tiang pancang terhadap sumbu x

Y<sub>max</sub> = Jarak as tiang pancang terhadap sumbu y

$\sum x^2$  = Jumlah kuadrat jarak as tiang pancang terhadap sumbu x

$\sum y^2$  = Jumlah kuadrat jarak as tiang pancang terhadap sumbu y

#### 2.7.3.2 Daya Dukung Tiang Miring

Bila suatu tiang pancang menerima gaya lateral diatas 1000 bs, maka penggunaan tiang pancang miring lebih ekonomis ( Teg, Wayne C. 1980). Untuk menghitung besar daya dukung tiang miring dapat menggunakan rumus dari metode Culman :

1. Menentukan resultan gaya R menjadi komponen gaya vertikal dan horizontal yang terjadi pada abutmen.
2. Asumsikan semua tiang dalam kelompok menahan gaya vertikal dengan rumus :

$$V_n = \frac{V}{N} + \frac{V_{ex}}{\sum (x^2)} \dots \dots \dots \mathbf{2.7.3.2.1}$$

Dimana :

n = Jumlah tiang dalam kelompok

ex = Eksentrisitas antara V terhadap titik berat abutmen

x = Jarak antara tiang terhadap titik berat tiang

3. Setiap tiang diasumsikan sebagai tiang individu yang menahan gaya aksial R dan yang menahan gaya vertikal yang nilainya ditentukan dari 2 langkah diatas,

$$R_n = \frac{V_n}{\cos \theta} \dots\dots\dots 2.7.3.2.2$$

Dimana :

$\theta$  = Sudut antara bidang vertical terhadap kemiringan tiang.

### **BAB III METODOLOGI**

#### **3.1 Pengumpulan Data**

Data-data perencanaan yang dibutuhkan antara lain :

- Gambar Jembatan ekisting, meliputi :
  - I. Potongan melintang dan memanjang jembatan.  
Berfungsi untuk mengetahui bentang dan lebar jembatan.
  - II. Gambar lokasi
- Data tanah lokasi perencanaan.
- Data bahan yang digunakan.
- Data Topografi.
- Data Hidrologi.

#### **3.2 Studi Literatur**

Studi literatur merupakan kegiatan yang dilakukan untuk mengetahui apa saja yang menjai kebutuhan untuk merencanakan suatu jembatan.

- Manual Konstruksi dan Bangunan No.009/BM/2008 “PERENCANAAN STRUKTUR BETON BERTULANG UNTUK JEMBATAN” DEPARTEMEN PEKERJAAN UMUM DIREKTORAT JENDERAL BINA MARGA
- RSNI T-02-2005 “STANDAR PEMBEBANAN UNTUK JEMBATAN”
- SNI T-12-2004 “STRUKTUR BETON JEMBATAN”
- BRIDGE DESIGN MANUAL (BMS BDM-1992)
- BRIDGE DESIGN CODE (BMS BDC-1992)

#### **3.3 Pembebanan**

Pembebanan pada perencanaan jembatan ini mengacu pada perturan tekik perencanaan jembatan RSNI T-02-2005, Beban-beban meliputi:

- 1) Pada pelat lantai kendaraan:
  - Beban tetap meliputi :

- Berat sendiri pelat
  - Beban mati tambahan berupa beban aspal
  - Beban trotoar berupa beban kern, beton rabat tiang sandaran dan pipa railing.
  - Beban lalu lintas adalah beban truk “T”
  - Beban hidup adalah beban pejalan kaki.
- 2) Pada balok memanjang
- Beban tetap meliputi :
    - Berat Sendiri
    - Berat pelat lantai kendaraan
    - Beban mati tambahan berupa beban aspal
  - Beban lalu lintas meliputi :
    - Beban Terbagi Rata (BTR)
    - Beban Garis Terpusat (BGT)
  - Beban hidup berupa beban pejalan kaki
- 3) Pada balok melintang
- Beban tetap meliputi :
    - Berat sendiri balok melintang
    - Berat dari balok memanjang
    - Beban pelat lantai
    - Beban mati tambahan berupa beban aspal
    - Beban trotoar berupa beban kern, beton rabat tiang sandaran dan pipa railing
  - Beban lalu lintas, meliputi :
    - Beban Terbagi Rata (BTR)
    - Beban Garis Terpusat (BGT)
    - Beban truk “T”
  - Beban hidup berupa beban pejalan kaki.

### 3.4 Analisa Struktur

Setelah mengetahui beban-beban yang bekerja pada struktur, maka proses selanjutnya adalah proses analisa struktur. Dalam proses analisa struktur menggunakan

software bantu SAP 2000. Langkah-langkah dalam analisa struktur antara lain :

- a. Mendefinisikan mutu bahan yang akan digunakan
  - Mutu beton,  $f_c'$  = 25 MPa
  - Mutu baja = BJ-55
- b. Mendefinisikan beban-beban yang bekerja pada struktur
- c. Perhitunga pelat lantai kendaraan dan kombinasi kestabilan pelat
- d. Mendefinisikan dimensi balok memanjang dan melintang yang akan digunakan.
- e. Mendefinisikan kombinasi pembebanan.
- f. Memodelkan strutur sesuai gambar rencana yang telah dibuat  
 Karena pembebanan telah dikalikan dengan faktor maka dikombinasi tidak perlu lagi dikalikan dengan faktor.  
 Kombinasi pembebanan terdiri dari:
  - Kombinasi beban tetap (beban mati dan beban hidup)
  - Kombinasi beban sementara akibat angin
  - Kombinasi beban sementara akibat gempa
- g. Menginput beban-beban yag bekerja
- h. Menjalankan proses analisa struktur
- i. Menganalisa gaya-gaya dalam yang bekerja, Gaya-gaya dalam tersebut antara lain:
  - Geser
  - Aksial atau gaya normal
  - Momen
- j. Analisa Joint reaction untuk perhitunga pertelakan dan desain pondasi abutment
- k. Desain perletakan dan pondasi abutment.  
 Join reaction yang digunakan adalah gaya vertical dari reaksi perletakan struktur yang telah dimodelkan. Pada desain pondasi abutment, gaya-gaya yang bekerja antara lain :
  - Gaya vertikal dari reaksi perletakan
  - Beban sendiri abutment dan poer
  - Beban tekanan tanah aktif.

### 3.5 Kontrol Kestabilan Struktur

Setelah mengetahui gaya-gaya dalam yang terjadi maka perlu diadakan pengecekan terhadap kestabilan struktur dalam menahan beban-beban yang terjadi.

Kontrol-kontrol tersebut meliputi :

- 1) Pelat lantai kendaraan, kontrol pelat diantaranya lain:
  - Kontrol tebal pelat
  - Kontrol geser pons
  - Kontrol jarak antar tulangan
- 2) Balok memanjang dan melintang, kontrol kestabilan antara lain :
  - Kontrol lendutan
  - Kontrol Geser

### 3.6. Perencanaan Bangunan Bawah.

Perencanaan bangunan bawah, meliputi :

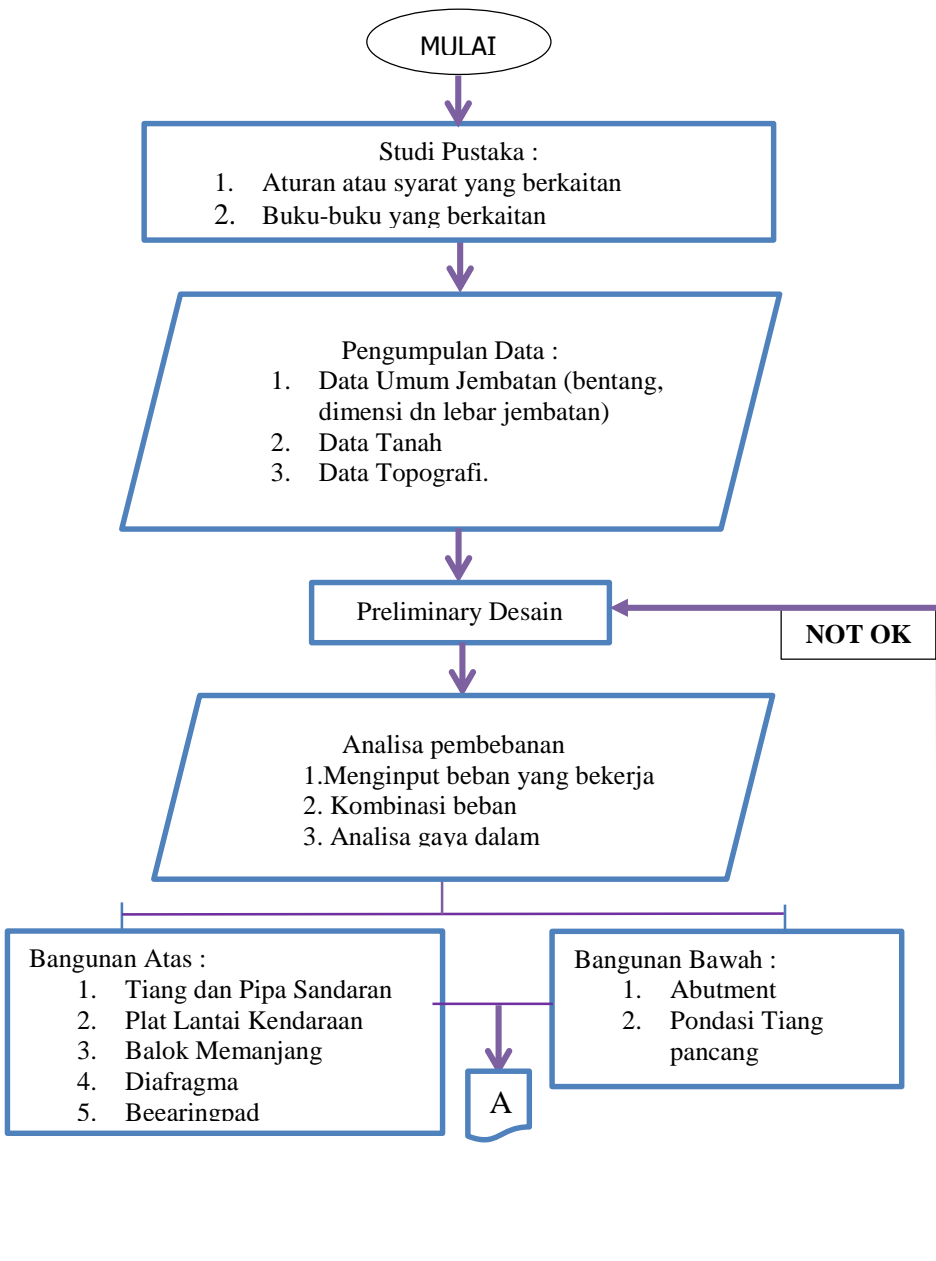
- Perencanaan Abutment meliputi
  - a) Perencanaan dimensi abutment.
  - b) Analisa gaya-gaya dalam yang terjadi akibat beban yang bekerja pada abutment.
  - c) Perencanaan tulangan abutment.
- Perencanaan pondasi tiang pancang meliputi :
  - a) Perencanaan daya dukung tanah
  - b) Perencanaan kebutuhan tiang dan konfigurasi tiang pancang
- Perencanaan poer meliputi :
  - a) Perencanaan dimensi poer
  - b) Analisa gaya-gaya dalam yang terjadi akibat beban-beban yang bekerja pada poer.
  - c) Perencanaan tulangan poer
  - d) Kontrol geser pons.

### 3.7. Penggambaran Hasil Perencanaan

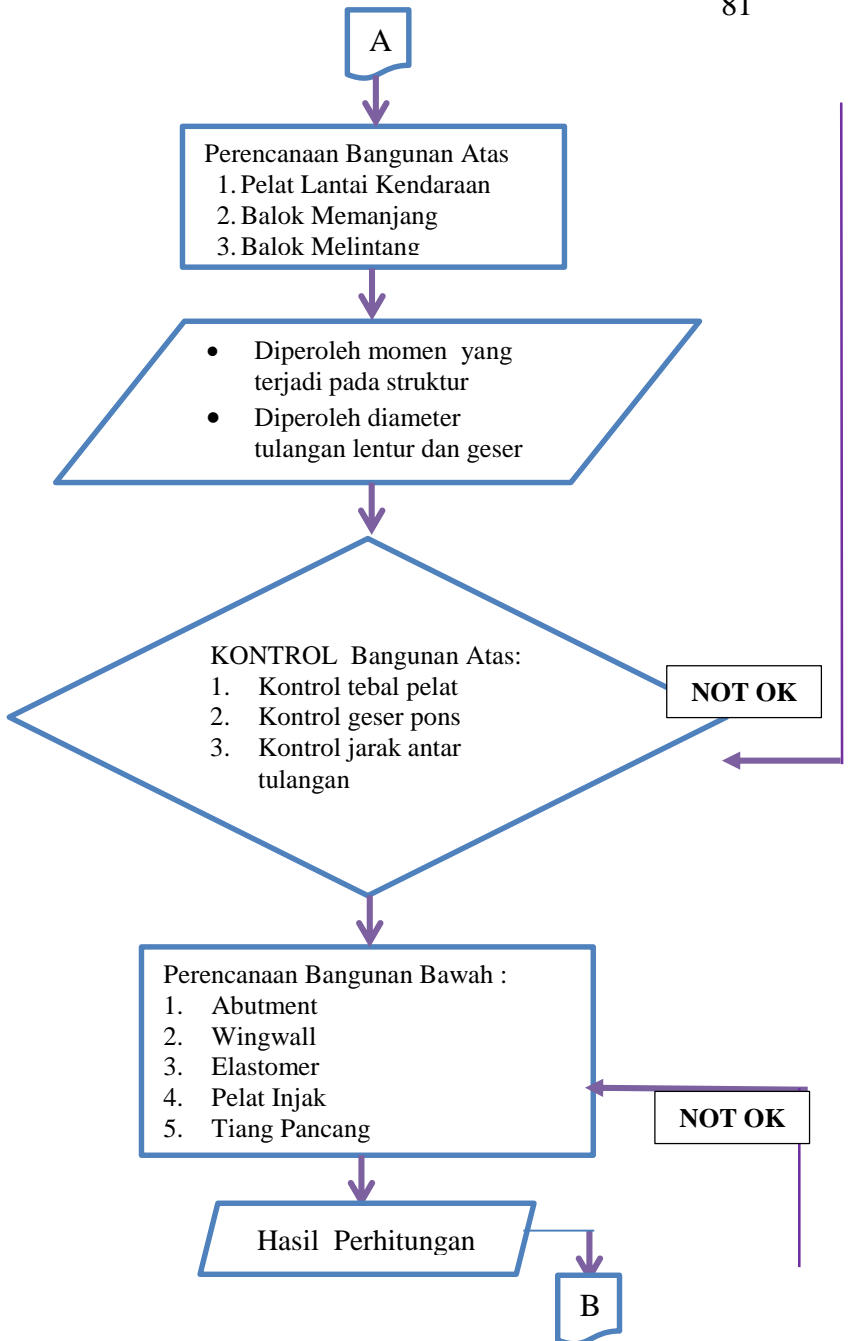
Agar desain yang dibuat lebih dimengerti, maka perlu dituangkan dalam bentuk gambar struktur. Gambar struktur meliputi :

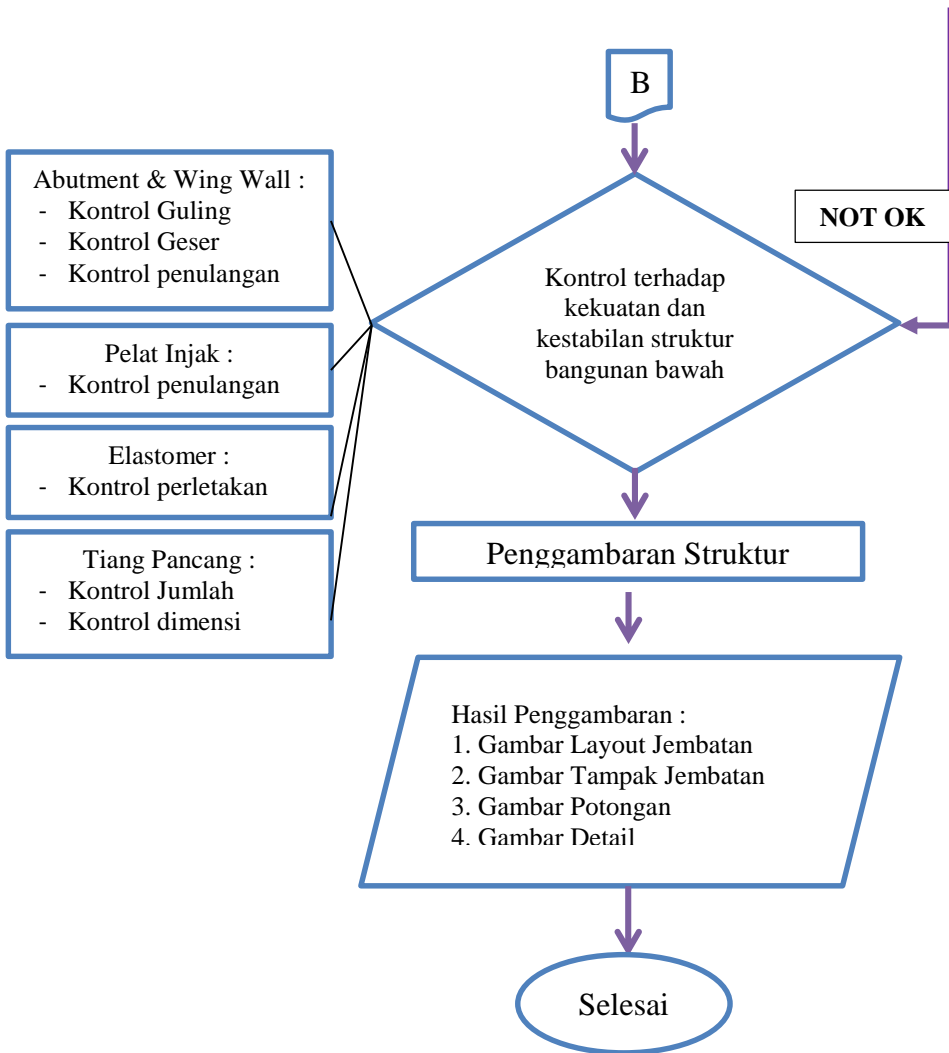
- a) Gambar denah jembatan.
- b) Gambar potongan memanjang dan melintang jembatan.
- c) Gambar denah balok.
- d) Gambar penulangan balok memanjang dan melintang.
- e) Gambar detail dan penulangan abutment.
- f) Gambar denah pondasi tiang pancang.

## 3.8 Diagram Alir Metodologi









## BAB IV PERENCANAAN BANGUNAN ATAS

### 4.1 Perencanaan Awal Struktur

#### 4.1.1 Perencanaan Pelat Lantai

Perencanaan plat lantai yang berfungsi sebagai jalan kendaraan pada jembatan harus mempunyai tebal minimum  $t_s$ , yang memenuhi ketentuan dalam **RSNI T-12-2004 Pasal 5.5.2 & 5.5.3** mengenai tebal minimum pelat. Analisis dimensi yang digunakan pelat pada bentang berbeda karena dari total bentang 40,6m akan dibagi menjadi 3 bagian yaitu:

- Jembatan A

$$\text{Dimensi pelat} = t_s \geq 200 \quad \text{mm (5.5.2)}$$

$$= t_s \geq 100 + 0,04 L \quad \text{mm (5.5.3)}$$

$$= t_s \geq 100 + 0,04 (1750) \quad \text{Mm}$$

$$= t_s \geq 170 \quad \text{Mm}$$

Keterangan :

$L$  = Bentang pelat diukur dari pusat ke pusat tumpuan  
(dalam meter)

Pada perhitungan tebal minimum didapat  $t_s$  lebih besar dari 170 mm maka pada jembatan ini digunakan tebal minimum 250 mm. Sehingga memenuhi persyaratan dari **RSNI T-12-2004 Pasal 5.5.2 & 5.5.3**.

#### 4.1.2 Perencanaan Dimensi Gelagar

Penentuan dimensi tinggi gelagar (h) dan lebar gelagar (bw) yaitu :

Tinggi gelagar

$$= 1/12 L \geq h \geq 1/15 L$$

$$= 1/12 (20600 \text{ mm}) \geq h \geq 1/15 (20600 \text{ mm})$$

$$= 1716.7 \text{ mm} \geq h \geq 1373.3333 \text{ mm}$$

Maka untuk menentukan tinggi gelagar dilakukan pendekatan dengan batas minimal tinggi 1373.33 mm dan tinggi maksimal 1716,7 mm, dari persyaratan diatas diambil tinggi gelagar 1600 mm. Lalu dilakukan kontrol tinggi nominal gelagar.

Kontrol tinggi nominal gelagar :

$$h \geq 165 + 0,06 L \quad \text{mm}$$

$$1600 \geq 165 + 0,06 (20600) \quad \text{mm}$$

$$1600 \geq 1401 \quad \text{mm (OK)}$$

Karena tinggi gelagar yang diambil lebih besar dari syarat maka tinggi yang diambil memenuhi kontrol tinggi nominal gelagar.

Lebar gelagar

$$= \frac{1}{3} h \geq bw \geq \frac{2}{3} h$$

$$= \frac{1}{3} (1600 \text{ mm}) \geq bw \geq \frac{2}{3} (1600 \text{ mm})$$

$$= 533.33 \text{ mm} \geq bw \geq 1066.7 \text{ mm}$$

Jadi lebar gelagar bagian bawah (bw) yang digunakan adalah 700 mm

Lebar efektif (b ef)

$$1.) \text{ b ef} = 1/5 L$$

$$= 1/5 (20600 \text{ mm})$$

$$\begin{aligned}
 &= 4120 \text{ mm} \\
 2.) \quad b_{ef} &= \text{Jarak antar pusat badan gelagar} \\
 &= 1750 \text{ mm} \\
 3.) \quad b_{ef} &= 12 \times t_s \\
 &= 12 \times 250 \text{ mm} \\
 &= 3000 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Keterangan :  $b_{ef}$  adalah lebar efektif untuk bagian atas gelagar.

Dari perhitungan diatas maka direncanakan lebar gelagar bagian bawah (bw) adalah 700 mm sedangkan untuk lebar efektif bagian atas gelagar ( $b_{ef}$ ) diambil dari syarat kedua yaitu 1750 mm yang merupakan jarak antar pusat badan gelagar.

Perhitungan Jumlah Gelagar (n)

$$\begin{aligned}
 n &= (\text{Lebar Lantai kendaraan} / S) + 1 \\
 &= (7 \text{ m} / 1,75 \text{ m}) + 1 \\
 &= 5 \text{ buah}
 \end{aligned}$$

#### 4.1.3 Perencanaan Dimensi Diafragma

Penentuan tinggi diafragma ( $h_d$ ) dan lebar diafragma ( $b_d$ ) yaitu:

$$\begin{aligned}
 \text{Tinggi Diafragma} &= h_d \geq 165 + 0,06 S && \text{mm} \\
 &= h_d \geq 165 + 0,06 (1750) && \text{mm} \\
 &= h_d \geq 270 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Maka untuk tinggi diafragma yang diambil agar memenuhi syarat adalah 600 mm.

$$\begin{aligned}
 \text{Lebar Diafragma} &= h_d / 3 \geq 300 && \text{mm} \\
 &= 500 / 3 \geq 300 && \text{mm} \\
 &= 166,67 \geq 300 && \text{mm}
 \end{aligned}$$

Maka untuk lebar diafragma diambil 300mm agar memenuhi syarat.

## 4.1.4 Rekapitulasi Data Perencanaan.

Bentang (L)	= 20.6	m
Bentang Full Plat	= 6	m
Lebar Lantai Kendaraan	= 7	m
Tebal Pelat Lantai (ts)	= 25	cm

**Dimensi Gelagar**

Tinggi Gelagar (h)	= 1,6	m
Lebar Gelagar (bw)	= 0,7	m
Jarak Antar Gelagar (S)	= 1,75	m
Jumlah Gelagar (n)	= 5	

**Dimensi Diafragma**

Tinggi Diafragma (hd)	= 0,6	m
Lebar Diafragma (bd)	= 0,3	m

**Mutu Bahan**

Mutu Beton (fc')	25	Mpa
Mutu Baja Tulangan fy		

$D \geq 12 \text{ mm}$  , maka  $f_y = 280 \text{ Mpa}$

$D \leq 12 \text{ mm}$  , maka  $f_y = 320 \text{ Mpa}$

### Data berat jenis penyusun elemen struktur

$\gamma$ beton	:	25	$\text{kN/m}^3$
$\gamma$ aspal	:	22	$\text{kN/m}^3$
$\gamma$ air	:	10	$\text{kN/m}^3$
$\gamma$ timbunan tanah dipadatkan	:		
=		17,2	$\text{kN/m}^3$

## 4.2 Perencanaan Struktur Sekunder

### 4.2.1 Perencanaan Pipa Sandaran

Data umum pipa yang digunakan pada jembatan Kalianyar dapat dilihat pada *Tabel Baja Ir. Rudy Gunawan hal 46*. Sedangkan untuk dasar perhitungan pembebanan pipa sandaran digunakan Beban Mati ( $q_{DL}$ ) yang berasal dari berat sendiri pipa.dan beban hidup ( $q_{LL}$ ) yang direncanakan berdasarkan ***SNI T-02-2005***

*“ Sandaran untuk pejalan kaki harus direncanakan untuk dua pembebanan rencana daya layan sebesar  $0,75 \text{ kN/m}$ . Beban ini bekerja secara bersamaan dalam arah vertikal dan horizontal pada masing-masing sandaran. ”*

Dari penjelasan dasar pembebanan diatas dapat dilakukan analisa pembebanan untuk pipa sandaran. Beban yang diterima pipa sandaran dari dua arah yaitu horizontal dan vertikal. Dengan asumsi beban vertikal yang diterima oleh pipa sandaran berasal dari berat sendiri pipa sandaran dan beban hidup berupa beban pejalan kaki. Lalu beban

horizontal yang diterima oleh pipa sandaran berasal dari beban hidup yaitu beban pejalan kaki dengan asumsi tiang sandaran digunakan bersandar oleh pejalan kaki.

#### 4.2.1.1 Analisa Pembebanan

##### 1. Beban Vertikal

$$\begin{aligned}\text{Beban sandaran pejalan kaki} &= 0,75 \text{ kN/m} \\ \text{Berat pipa sandaran } \varnothing 3'' &= 0,0713 \text{ kN/m}\end{aligned}$$

---


$$\text{Berat Total} = 0,8213 \text{ kN/m}$$

Momen vertical

$$\begin{aligned}&= 1/8 \times q \times \text{panjang pipa sandaran}^2 \\ &= 1/8 \times 0,8213 \text{ kN/m} \times (2 \text{ m})^2 \\ &= 0,411 \text{ kNm}\end{aligned}$$

##### 2. Beban Horizontal

$$= \text{Berat sandaran pejalan kaki} = 0,75 \text{ kN/m}$$

Momen Horizontal

$$\begin{aligned}&= 1/8 \times q \times \text{panjang pipa sandaran}^2 \\ &= 1/8 \times 0,75 \text{ kN/m} \times (2 \text{ m})^2 \\ &= 0,375 \text{ kNm}\end{aligned}$$

#### 4.2.1.2 Kontrol kekuatan pipa.

$$\begin{aligned}\text{Mn} &= 0,9 \times f_y \times \text{Momen Inersia pipa} \\ &= 0,9 \times 280 \text{ Mpa} \times 15600 \text{ mm}^3 \\ &= 3931200 \text{ Nmm} \\ &= 3,9312 \text{ kNm}\end{aligned}$$

$$Mr = \sqrt{M_{\text{vertikal}}^2 + M_{\text{horizontal}}^2}$$

$$\begin{aligned}Mr &= \sqrt{(0,411 \text{ kNm})^2 + (0,375 \text{ kNm})^2} \\ &= 0,5561 \text{ kNm}\end{aligned}$$

Kontrol kekuatan pipa

$$\begin{aligned}\text{Mr/Mn} &< 1 \\ 0,5561 \text{ kNm} / 3,9312 \text{ kNm} &< 1\end{aligned}$$



$$0,1414 < 1 \text{ (OK)}$$

Karena kontrol kekuatan pipa memenuhi syarat yaitu lebih kecil dari 1 maka dapat dilanjutkan dengan perhitungan lendutan yang terjadi pada pipa.

#### 4.2.1.3 .Lendutan yang terjadi pada pipa

- Lendutan ijin ( $\delta$  ijin) 
$$= L/240$$
$$= 200 /240 \quad \text{cm}$$
$$= 0,83333 \quad \text{cm}$$

- Lendutan yang terjadi akibat gaya vertikal

$$\delta_v = \frac{5 q_x L^4}{384 E I_x}$$

$$\delta_v = \frac{5 \times 0,75 \times 2^4}{384 \times 21000000000 \times 0.000000595}$$

$$= 0.000012505 \text{ m}$$

$$= 0.0012505 \text{ mm}$$

- Lendutan yang terjadi akibat gaya horizontal

$$\delta_h = \frac{5 q_y L^4}{384 E I_x}$$

$$\delta_h = \frac{5 \times 0,75 \times 2^4}{384 \times 21000000000 \times 0.000000595}$$

$$\delta_h = 0.0000125050020008003 \text{ m}$$

$$\delta_h = 0.0012505002 \text{ mm}$$

#### 4.2.1.4 Resultan Momen

$$Resultan = \sqrt{\delta_v^2 + \delta_h^2}$$

$$= \sqrt{(0.0012505)^2 + (0.0012505)^2}$$

$$= 0.001768474 \text{ mm}$$

Kontrol 
$$= Resultan < Lendutan \text{ ijin } (\delta \text{ ijin})$$
$$= 0.0001768474 \text{ cm} < 0,83333 \text{ cm}$$
$$(OKE)$$

#### 4.2.2 Perencanaan Tiang Sandaran

Beban yang terjadi pada tiang sandaran dibagi menjadi dua beban yaitu beban hidup (qLL) dan beban mati (qDL). Beban mati yang terjadi pada tiang sandaran akibat berat sendiri tiang sandaran dan berat dari pipa sandaran, satu tiang sandaran menahan 2 pipa sandaran di sisi kiri tiang sandaran dan 2 pipa dari sisi kanan tiang sandaran dengan asumsi jarak pipa yang digunakan setengah dari panjang pipa, Dan beban hidup yang terjadi akibat beban pejalan kaki.

##### 4.2.2.1 Data Perencanaan

Data	simbol	Satuan	Satuan
Lebar	b	200mm	0.2m
Tebal	T	200mm	0.2m
Tinggi	h	1000mm	1m
q Sandaran	q	=0.75kN/m	

##### 4.2.2.2 Analisa Pembebanan

###### 1. Beban Mati

- Berat Sendiri Tiang Sandaran
 
$$= b \times h \times L \times \gamma_{\text{beton}}$$

$$= 0,2 \text{ m} \times 0,2 \text{ m} \times 1,2 \times 25 \text{ kN/m}^3$$

$$= 1,2 \text{ kN}$$
- Berat pipa Sandaran
 
$$= \text{berat pipa sandaran} \times n \times L_{\text{pipa}}$$

$$= 0,713 \text{ kN/m} \times 2 \times 2 \text{ m}$$

$$= 0,2852 \text{ kN}$$
- Berat Total PDL
 
$$= \text{Berat sendiri tiang} + \text{berat pipa}$$

$$= 1,2 \text{ kN} + 0,2852 \text{ kN}$$

$$= 1,4852 \text{ kN}$$
- Momen Beban Mati (MDL)

$$\begin{aligned}
 &= \text{PDL} \times b/2 \\
 &= 1,4852\text{kN} \times (0,2 \text{ m} / 2) \\
 &= 0,148 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

## 2. Beban Hidup

- Beban Pejalan Kaki (qL)  
 $= 0,75 \text{ kN/m}$   
 Berat Pejalan Kaki (PLL)  
 $= qL \times L$   
 $= 0,75 \text{ kN/m} \times 2 \text{ m}$   
 $= 1,5 \text{ kN}$
- Momen Beban Hidup (MLL)  
 $= PL \times t$   
 $= 1,5 \text{ kN} \times 1 \text{ m}$   
 $= 1,5 \text{ kN}$

Dari Perhitungan diatas didapat beban-beban yang diterima oleh tiang sandaran dan momen yang terjadi di tiang sandaran akibat beban hidup dan beban mati. Lalu dihitung penulangan untuk tiang sandaran dengan mengalikan beban tersebut dengan faktor sehingga didapatkan nilai ultimate untuk perhitungan penulangan.

$$\begin{aligned}
 \text{PU} &= (1,2 \times \text{PDL}) + (1,6 \times \text{PLL}) \\
 &= (1,2 \times 1,48 \text{ kN}) + (1,6 \times 1,5 \text{ kN}) \\
 &= 4,1822\text{kN} = 4182,2 \text{ N} \\
 \text{Mu} &= (1,2 \times \text{MDL}) + (1,6 \times \text{MLL}) \\
 &= (1,2 \times 0,148 \text{ kN}) + (1,6 \times 1,5 \text{ kN}) \\
 &= 2,5782 \text{ kNm} = 2578224 \text{ Nmm}
 \end{aligned}$$

### 4.2.2.3 Penulangan Tiang Sandaran

Diameter tulangan

$$\text{utama} \quad dt = \quad \varnothing \quad 12 \quad \text{mm}$$

Diameter tulangan sengkang	dt	=	Ø	8	mm
Selimit beton	d'	=		45	mm
Mutu beton	fc'	=	25		Mpa
Mutu Baja					
Tulangan D>12mm	fy	=	320		Mpa
Mutu Baja					
Tulangan D<12mm	fy	=	280		Mpa
Faktor reduksi kekuatan Lentur	φ	=	0.8		

### 1. Penulangan Lentur

- $$m = \frac{f_y}{0.85 f_{c'}}$$

$$m = \frac{280}{0.85 \times 25 \text{ Mpa}} = 13.1765$$

- $$Mn = \frac{Mu}{\phi}$$

$$Mn = \frac{2578224}{0.8} = 3222780 \text{ Nmm}$$

- $$Rn = \frac{Mn}{b d^2}$$

$$Rn = \frac{3222780}{200 \times 200^2} = 0,4028 \text{ Nmm}$$

- $$\rho_{\text{balance}} = \frac{0.85 \times 0.85 \times f_{c'}}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y}$$

$$= \frac{0.85 \times 0.85 \times 25}{280} \times \frac{600}{600 + 280}$$

$$= 0.04398336$$

- $\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y}$   
 $\rho_{\min} = \frac{1,4}{280} = 0.005$
- $\rho_{\max} = 75\% \times \rho_{\text{balance}}$   
 $\rho_{\max} = 0.75 \times 0.04398336$   
 $= 0.0330$

- $\rho_{\text{Perlu}}$

$$\frac{1}{m} \times \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2m Rn}{f_y}} \right)$$

$$= \frac{1}{13.1765} \times \left( - \sqrt{1 - \frac{2 \times 13.1765 \times 0.402848}{280}} \right)$$

$$= 0.001452643$$

**Kontrol ,**

**$\rho_{\min} > \rho_{\text{perlu}} > \rho_{\max}$**

Berdasarkan hasil control diatas didapatkan  $\rho_{\text{perlu}}$   
 $< \rho_{\min}$  maka digunakan  $\rho_{\min} = 0,005$

decking (d') = 50 mm

$$\begin{aligned} d &= h - d' - \text{Øtul.lentur} - \frac{1}{2} \text{Øtul.bagi} \\ &= 200 \text{ mm} - 45 \text{ mm} - 13 \text{ mm} - (1/2 \times 8 \text{ mm}) \\ &= 155 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{As tulangan} &= \rho_{\min} \times b \times d \\ &= 0,005 \times 200 \text{ mm} \times 155 \text{ mm} \\ &= 155 \text{ mm} \end{aligned}$$

Maka direncanakan tulangan lentur untuk tiang sandaran  
**2Ø 12 As (226 mm<sup>2</sup>)**

## 2. Penulangan Geser

$$V_u = P_u = 1,125 \text{ kN} = 1125 \text{ N}$$

- $$V_c = \frac{\sqrt{f_c'}}{6} \times b_w \times d$$

$$V_c = \frac{\sqrt{25}}{6} \times 200 \times 155$$

$$= 25833,33 \text{ N}$$
- $$\phi V_c = 0.75 \times V_c$$

$$= 0.75 \times 25833,3$$

$$= 17375 \text{ N}$$

$$\begin{array}{rcl} \text{Kontrol,} & V_u & \leq & V_c \\ & 1125 & \leq & 19375 \end{array}$$

Dari kontrol diatas terlihat bahwa tidak perlu tulangan geser. Selain itu untuk menjaga kestabilan struktur maka dipasang tulangan geser minimum dengan jarak maksimal.

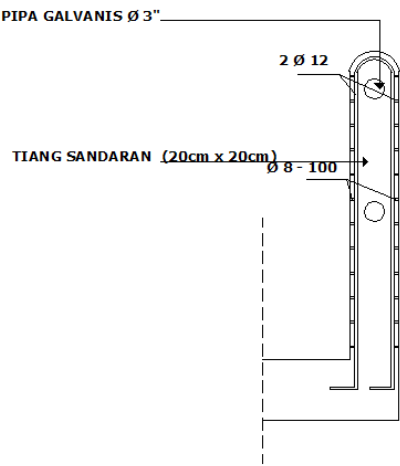
$$\begin{array}{rcl} S_{\text{max}} & = & 1/2 \quad d \\ & = & 1/2 \quad 155 \\ & = & 77,5 \quad \text{mm} \end{array}$$

**Maka jarak sengkang,**

$$\begin{aligned} S &= \frac{A_v}{1/3} \frac{f_y}{\sqrt{f_c}} b \\ &= \frac{100.531}{280} = 84.446 \\ &= \frac{1/3 \sqrt{25} \quad 200}{280} \end{aligned}$$

Sehingga digunakan tulangan geser **2 $\phi$  8mm-100** ( $A_v = 100.53 \text{ mm}^2$ )

4.2.2.4 Hasil



Gambar 4.1 Penulangan pipa sandaran

4.2.3 Perencanaan KERB

4.2.3.1 Data Perencanaan

Tinggi kerb	h	=	250	mm	
Lebar kerb 1	d	=	180	mm	
Lebar kerb 2	t	=	150	mm	
Panjang kerb yang ditinjau	L	=	100	mm	
Faktor Beban Ultimate Pedestrian	KuTP	=	1.8		
Beban nominal trotoar		=	5	kpa	500 kg/m2
Beban tumbukan kerb		=	15	kN/m	
Kuat Tekan beton	fc'	=	25	Mpa	
Mutu Baja Tulangan D>12mm	Fy	=	320	Mpa	
Mutu Baja Tulangan D<12mm	Fy	=	280	Mpa	

Diameter Tulangan Utama	dt	=	12	mm
Diameter Tulangan Bagi	dt	=	8	mm
Selimit Beton	d'	=	20	mm
Faktor Reduksi	φ	=	0.8	

#### 4.2.3.2 Perhitungan Momen

$$\begin{aligned}
 \text{Mu} &= P \quad b \quad h \quad \text{KuTP} \\
 &= 15 \quad 1 \quad 0.2 \quad 1.8 \\
 &= 5.4 \quad \text{kNm} \\
 &= 540000 \quad \text{Nmm}
 \end{aligned}$$

#### 4.2.3.3 Penulangan Kerb

##### 1. Tulangan Lentur

- $$\begin{aligned}
 d &= h - d' - \text{Øtul.lentur} - \frac{1}{2} \text{Øtul.bagi} \\
 &= 200 \text{ mm} - 30 \text{ mm} - 13 \text{ mm} - (1/2 \times 8 \text{ mm}) \\
 &= 153 \text{ mm} = 0.153 \text{ m}
 \end{aligned}$$

- $$m = \frac{f_y}{0.85 f_{c'}}$$

$$m = \frac{320}{0.85 \times 25 \text{ Mpa}} = 15.06$$

- $$\rho_{\text{balance}} = \frac{0.85 \times 0.85 \times f_{c'}}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y}$$

$$= \frac{0.85 \times 0.85 \times 25}{280} \times \frac{600}{600 + 280}$$

$$= 0.03681$$

- $$\rho_{\text{min}} = \frac{1.4}{f_y}$$

$$\rho_{\text{min}} = \frac{1.4}{320} = 0.004$$



- $\rho_{\max} = 75\% \times \rho_{\text{balance}}$   
 $\rho_{\max} = 0.75 \times 0.03681$   
 $= 0.027609$
- $M_n = \frac{M_u}{\phi}$   
 $M_n = \frac{540000}{0.8} = 6750000 \text{ Nmm}$
- $R_n = \frac{M_n}{b d^2}$   
 $R_n = \frac{540000}{200 \times 153^2} = 1,441753172 \text{ Nmm}$
- $\rho_{\text{Perlu}}$   

$$\frac{1}{m} \times \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2m R_n}{f_y}} \right)$$

$$= \rho_{\text{perlu}}$$

$$= \frac{1}{m} \times \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right]$$

$$= \frac{1}{15,06} \times \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15,06 \times 1,441753}{320}} \right]$$

$$= 0,00467$$

Kontrol,

**$\rho_{\min} > \rho_{\text{perlu}} > \rho_{\max}$**

Berdasarkan hasil control diatas didapatkan  $\rho_{\text{perlu}} > \rho_{\min}$  maka digunakan  $\rho_{\text{perlu}} = 0,00438$

$$\begin{aligned}
 A_s &= \rho \quad B \quad d \\
 &= 0.00467 \quad 180 \quad 153 \\
 &= 128,603 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Digunakan tulangan lentur **D 12-200 mm**  $A_s = 565 \text{ mm}^2$

Penulanga Bagi

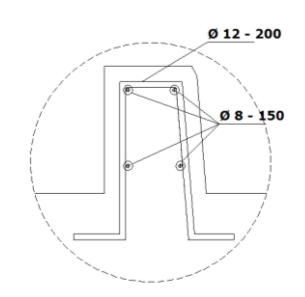
$$\begin{aligned} As' &= 50\% \text{ As Pasang} \\ &= 50\% 565,487 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Maka direncanakan tulangan lentur untuk kerb Ø 8-150,

**Dimana**

$$\begin{aligned} As'_{pakai} &= \frac{\pi}{4} d^2 \frac{b}{s} \\ &= \frac{3.14}{4} 8^2 \frac{1000}{150} \\ &= 334.933 \end{aligned}$$

#### 4.2.3.4 Hasil



*Gambar 4.2 Penulangan KERB*

#### 4.2.4 Perencanaan Pelat Lantai

##### 4.2.4.1 Data Perencanaan

Jarak antar gelagar, S	= 1,75 m
Tebal pelat lantai, ts	= 250 mm
Tebal aspal	= 70 mm
Tebal overlay	= 50 mm
Fc'	= 25 Mpa
Fy	= 320 Mpa
Faktor beban sendiri, KuMS	= 1,3

Faktor beban hidup, KuMA	= 2
Faktor beban truk, KuTT	= 1,8
$\gamma_{\text{Beton bertulang}}$	= 25 kN/m <sup>3</sup>
$\gamma_{\text{Aspal}}$	= 22 kN/m <sup>3</sup>
$\gamma_{\text{Air}}$	= 9,8 kN/m <sup>3</sup>

#### 4.2.4.2 Analisa Pembebanan.

##### 1. Analisa pembebanan ( peninjauan selebar, b = 1 meter )

###### a. Beban Mati (Berat sendiri ( MS ))

Lantai Jembatan

$$\begin{aligned}
 Q_{MS} &= t_s \times \gamma_{\text{Beton}} \times b \\
 &= 0,25 \text{ m} \times 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \times 1 \text{ m} \\
 &= 6,25 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

###### b. Berat Mati Tambahan ( MA )

Aspal + Overlay

$$\begin{aligned}
 Q_{MA} &= (t_a + \text{overlay}) \times \gamma_{\text{Aspal}} \times b \\
 &= 0,12 \times 22 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \times 1 \text{ m} \\
 &= 2,64 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

###### c. Beban Hidup

###### o Beban Truk

Pelat lantai jembatan yang dibangun akan dilewati oleh kendaraan, oleh karena itu harus diperhitungkan beban kendaraan. Digunakan beban kendaraan yang melewati jembatan.

$$\begin{aligned}
 \text{Faktor beban dinamis, DLA} &= 30\% \\
 \text{Beban truk, T} &= 112,5 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

###### **PTT**

$$\begin{aligned}
 &= T \times K_D &= T \times (1 + \text{DLA}) \\
 &= 112,5 \text{ kN} \times (1 + 0,3) &= 146,3 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

- Beban air hujan

$$\begin{aligned}
 Q_{\text{hujan}} &= t_{\text{air hujan}} \times \gamma_{\text{Air}} \times b \\
 &= 0,05 \times 9,8 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \times 1 \text{ m} \\
 &= 0,49 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

- d. Beban Angin

Koefisien seret,  $C_w = 1,2$

	Notasi	Layan	Ultimit	Satuan
Faktor Beban	Kew	1	1,2	m/det
Kec. Angin	Vw	30	35	

Keterangan :

Kecepatan angin didapat dari tabel **RSNI T-02-2005 hal 34**, lokasi jembatan < 5 km dari pantai.

### Kondisi Layan

$T_{ew}$

$$\begin{aligned}
 &= 0,0012 \times C_w \times (V_w)^2 \\
 &= 0,0012 \times 1,2 \times (30 \text{ m/det})^2 \\
 &= 1,296 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

$P_{ew}$  (Diasumsikan terdapat kendaraan)

$$\begin{aligned}
 &= \frac{h/2}{1,75} \times T_{ew} \\
 &= \frac{2 \text{ m}}{1,75} \times 1,296 \text{ kN/m} \\
 &= 0,741 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

### Kondisi Ultimit

$T_{ew}$  (Asumsi apabila ada kendaraan)

$$\begin{aligned}
 &= 0,001 \times C_w \times (V_w^2) \\
 &= 0,001 \times 1,2 \times (35 \text{ m/det})^2
 \end{aligned}$$

$$= 1,764 \text{ kN/m}$$

Pew

$$\begin{aligned} &= \frac{h/2}{1,75} \times \text{Tew} \\ &= \frac{2m/2}{1,75} \times 1,764 \text{ kN/m} \\ &= 1,008 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

## 2. Momen pada lantai jembatan

### a. Akibat Berat Sendiri (Qms)

Momen Tumpuan max (Mms T )

$$\begin{aligned} \text{Mms T} &= \frac{1}{12} \times \text{Qms} \times S^2 \\ &= \frac{1}{12} \times 6,25 \text{ kN/m} \times (1,75\text{m})^2 \\ &= 1,595 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Momen Lapangan max (Mms L )

$$\begin{aligned} \text{Mms L} &= \frac{1}{24} \times \text{Qms} \times S^2 \\ &= \frac{1}{24} \times 6,25 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \times (1,75 \text{ m})^2 \\ &= 0,798 \text{ kNm} \end{aligned}$$

### b. Akibat beban Mati ( Qma )

Momen Tumpuan max (Mma T)

$$\begin{aligned} \text{Mma T} &= \frac{1}{12} \times \text{Qma} \times S^2 \\ &= \frac{1}{12} \times 2,64 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \times (1,75 \text{ m})^2 \\ &= 0,674 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Momen Lapangan max (Mma L )

$$\begin{aligned} \text{Mma L} &= \frac{1}{24} \times \text{Qma} \times S^2 \\ &= \frac{1}{24} \times 2,64 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \times (1,75 \text{ m})^2 \\ &= 0,337 \text{ kNm} \end{aligned}$$

## c. Akibat Beban Truk ( PTT )

Momen Tumpuan max (Mtt T )

$$\begin{aligned}
 (\text{Mtt T}) &= \frac{1}{8} \times \text{PTT} \times S \\
 &= \frac{1}{8} \times 146,3 \text{ kN} \times 1,75 \text{ m} \\
 &= 31,992 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

Momen Lapangan max (Mtt L )

$$\begin{aligned}
 \text{Mtt L} &= \frac{1}{8} \times \text{PTT} \times S \\
 &= \frac{5}{32} \times 146,3 \text{ kN} \times 1,75 \text{ m} \\
 &= 31,992 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

## d. Akibat Beban Angin ( Pew )

**Kondisi Layan,**

Momen Tumpuan max (Mew TS )

$$\begin{aligned}
 \text{Mew TS} &= \frac{5}{32} \times \text{Pew} \times S \\
 &= \frac{5}{32} \times 1,296 \text{ N} \times 1,75 \text{ m} \\
 &= 0,2734 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

Momen Lapangan max (Mew LS )

$$\begin{aligned}
 \text{Mew LS} &= \frac{9}{64} \times \text{Pew} \times S \\
 &= \frac{9}{64} \times 1,296 \text{ kN} \times 1,75 \text{ m} \\
 &= 0,2461 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

**Kondisi Ultimit,**

Momen Tumpuan max (Mew TU )

$$\begin{aligned}
 \text{Mew TU} &= \frac{5}{32} \times \text{Pew} \times S \\
 &= \frac{5}{32} \times 1,764 \text{ kN} \times 1,75 \text{ m} \\
 &= 0,4823 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

Momen Lapangan max (Mew LU )

$$\begin{aligned}
 \text{Mew LU} &= \frac{9}{64} \times \text{Pew} \times S \\
 &= \frac{9}{64} \times 1,764 \text{ kN} \times 1,75 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$= 0,4341 \text{ kNm}$$

e. Akibat beban Air Hujan

Momen Tumpuan max (Mhujan T)

$$\begin{aligned} M_{ma T} &= \frac{1}{12} \times Q_{\text{hujan}} \times S^2 \\ &= \frac{1}{12} \times 0,49 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \times (1,75 \text{ m})^2 \\ &= 0,125 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Momen Lapangan max (Mhujan L)

$$\begin{aligned} M_{ma L} &= \frac{1}{24} \times Q_{\text{hujan}} \times S^2 \\ &= \frac{1}{24} \times 0,49 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \times (1,75 \text{ m})^2 \\ &= 0,063 \text{ kNm} \end{aligned}$$

### 3. Kombinasi Beban

Rekapitulasi momen lapangan dan tumpuan

*Tabel 4.1 Rekapitulasi momen lapangan dan tumpuan pelat lantai*

No	Jenis beban	Faktor Beban	Daya Layan	Keadaan Ultimate	M Lap(kNm)	M tump (kNm)
1	Berat Sendiri	Kms	1	1.3	0.7975	1.5951
2	Beban mati tambahan	Kma	1	2	0.3369	0.6738
3	Beban Truk	Ktt	1	1.8	31.9922	31.9922
4	Beban Air hujan	Ket	1	1.8	0.0625	0.1251
5a	Beban angin	Kew	1		0.2461	0.2734
5b	Beban angin	Kew		1.2	0.4341	0.4823

### Kondisi 1 Momen Lapangan

*Tabel 4.2 Kombinasi momen lapangan pelat lantai*

No	Jenis beban	Faktor Beban		M <sub>Lap</sub> (kNm)	Aksi	Layan	Aksi	Ultimit
		Layan	Ultimate			Ms Lap		Mu Lap
1	Berat Sendiri	1	1.3	0.797526	x KBL	0.797526	x KBU	1.0368
2	Beban mati tambahan	1	2	0.336875	x KBL	0.336875	x KBU	0.6738
3	Beban Truk	1	1.8	31.992188	x KBL	31.99219	x KBU	57.586
4	Beban Air hujan	1	1.8	0.063				
5a	Beban angin	1		0.2460938				
5b	Beban angin		1.2	0.4341094				
$\Sigma$						33.12659	$\Sigma$	59.296

### Kondisi 1 momen Tumpuan

*Tabel 4.3 Kombinasi momen tumpuan pelat lantai*

No	Jenis beban	Faktor Beban		M <sub>Tump</sub> (kN)	Aksi	Layan	Aksi	Ultimit
		Layan	Ultimate			Ms Lap		Mu Lap
1	Berat Sendiri	1	1.3	1.5950521	x KBL	1.595052	x KBU	2.07357
2	Beban mati tambahan	1	2	0.67375	x KBL	0.67375	x KBU	1.3475
3	Beban Truk	1	1.8	31.992188	x KBL	31.99219	x KBU	57.5859
4	Beban Air hujan	1	1.8	0.125				
5a	Beban angin	1		0.2734375				
5b	Beban angin		1.2	0.4823438				
$\Sigma$						34.26099	$\Sigma$	61.007



## Kondisi 2 Momen Lapangan

Tabel 4.4 Kombinasi momen lapangan pelat lantai

No	Jenis beban	Faktor Beban		M <sub>Lap</sub> (kNm)	Aksi	Layan	Aksi	Ultimit
		Layan	Ultimate			Ms Lap		Mu Lap
1	Beban Truk	1	1.3	0.797526	x KBL	0.797526	x KBU	1.03678
2	Beban mati tambahan	1	2	0.336875	x KBL	0.336875	x KBU	0.67375
3	Beban Truk	1	1.8	31.992188	o KBL	31.99219	o KBL	31.9922
4	Beban Air hujan	1	1.8	0.063				
5a	Beban angin	1		0.2460938				
5b	Beban angin		1.2	0.4341094				
$\Sigma$						33.12659	$\Sigma$	33.7027

## Kondisi 2 momen Tumpuan

Tabel 4.5 Kombinasi momen tumpuan pelat lantai

No	Jenis beban	Faktor Beban		M <sub>Tump</sub> (kNm)	Aksi	Layan	Aksi	Ultimit
		Layan	Ultimate			Ms Lap		Mu Lap
1	Beban Truk	1	1.3	1.5950521	x KBL	1.595052	x KBU	2.07357
2	Beban mati tambahan	1	2	0.67375	x KBL	0.67375	x KBU	1.3475
3	Beban Truk	1	1.8	31.992188	o KBL	31.99219	o KBL	31.9922
4	Beban Air hujan	1	1.8	0.125				
5a	Beban angin	1		0.2734375				
5b	Beban angin		1.2	0.4823438				
$\Sigma$						34.26099	$\Sigma$	35.4133

### 4.2.4.3 Rencana Tulangan Pelat Lantai

- Tulangan Lapangan

Perencanaan berdasarkan beban dalam kondisi ultimit dari kombinasi diatas.

Momen rencana ( kombinasi 1 ) Mu

Mu = 59,30 kNm

Mutu beton f<sub>c</sub> = 25 Mpa

Mutu Baja $f_y$	= 320 Mpa
Tebal pelat lantai $h$	= 250 mm
Tebal selimut beton $d$	= 40 mm
Tebal efektif lantai $d'$	= 210 mm
Lebar lantai yang ditinjau $b$	= 1000 mm
Diameter tulangan lentur rencana $d_t$	= 18
Faktor reduksi kekuatan lentur $\phi$	= 0,8

#### a. Tulangan Lentur

$$\begin{aligned}
 m &= \frac{f_y}{0,85 f_c} \\
 &= \frac{320}{0,85 \times 25} \\
 &= 15,0588
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_u &= 59,30 \text{ kNm} \\
 &= 59296471,35 \text{ Nmm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_n &= \frac{M_u}{\phi} \\
 &= \frac{59296471,35 \text{ Nmm}}{0,8} \\
 &= 74120589,19 \text{ Nmm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 R_n &= \frac{M_n}{b \times d^2} \\
 &= \frac{74120589,19 \text{ Nmm}}{1000 \text{ mm} \times (210 \text{ mm})^2} \\
 &= 1,68074 \text{ N/mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \rho_{\text{balance}} &= \frac{0,85 \times \beta_1 \times f_c'}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y} \\
 &= \frac{0,85 \times 0,85 \times 25}{320} \times \frac{600}{600 + 320} \\
 &= 0,037
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \rho_{\text{min}} &= \frac{1,4}{f_y} \\
 &= \frac{1,4}{320}
 \end{aligned}$$

$$= 0,00438$$

$$\begin{aligned}\rho_{\max} &= 0,75 \times P_{\text{balance}} \\ &= 0,75 \times 0,037 \\ &= 0,0276\end{aligned}$$

$\rho_{\text{perlu}}$

$$\begin{aligned}&= \frac{1}{m} \times \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right] \\ &= \frac{1}{15,06} \times \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15,06 \times 1,681}{320}} \right] \\ &= 0,00548\end{aligned}$$

**Kontrol,  $\rho_{\min} > \rho_{\text{perlu}} > \rho_{\max}$**

Dari kontrol yang didapat  $\rho_{\text{perlu}} > \rho_{\min}$ , maka digunakan  $\rho_{\text{perlu}} = 0,00621$

$$\begin{aligned}\text{As perlu} &= \rho \times b \times d_x \\ &= 0,0044 \times 1000 \times 210 \\ &= 918,75 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}S &= \frac{\frac{1}{4} \times \pi \times d_t^2 \times b}{\text{As perlu}} \\ &= \frac{\frac{1}{4} \times 3,14 \times 16^2 \times 1000}{918,75} \\ &= 218,73 \text{ mm}\end{aligned}$$

Maka untuk tulangan lentur digunakan **D16-200**  
dengan nilai **As = 1005,3 mm<sup>2</sup>**

b. Tulangan Bagi

$$\begin{aligned}\text{As}' &= 50\% \times \text{As perlu} \\ &= 50\% \times 918,75 \\ &= 459,38 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

$$d_t = 13$$

$$\begin{aligned}
 S &= \frac{\frac{1}{4} \pi x dt^2 x b}{As'} \\
 &= \frac{\frac{1}{4} x 3,14 x 13^2 x 1000}{459,375} \\
 &= 288,795 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Maka untuk tulangan bagi digunakan **D13-250**  
dengan nilai **As = 530,93 mm<sup>2</sup>**

- Tulangan Tumpuan

Perencanaan berdasarkan beban dan kekuatan terfaktor ( PBKT )/ dalam kondisi ultimit dari kombinasi diatas.

Momen rencana ( kombinasi 1 )

Mt		= 61,01 kNm
Mutu beton	fc	= 25 Mpa
Mutu Baja	fy	= 320 Mpa
Tebal pelat lantai	h	= 250 mm
Tebal selimut beton	d	= 50 mm
Tebal efektif lantai	d'	= 200 mm
Lebar lantai yang ditinjau	b	= 1000 mm
Diameter tul. lentur rencana	dt	= 16
Faktor reduksi kekuatan lentur Ø		= 0,8

a. Tulangan Lentur

$$\begin{aligned}
 m &= \frac{fy}{0,85 fc} \\
 &= \frac{320}{0,85 \times 25} \\
 &= 15,0588
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Mu &= 61,007 \text{ kNm} \\
 &= 76052994,79 \text{ Nmm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Mn &= \frac{Mu}{\phi} \\
 &= \frac{61007005.21 \text{ Nmm}}{0,8}
 \end{aligned}$$

$$= 76258756,51 \text{ Nmm}$$

$$\begin{aligned} R_n &= \frac{M_n}{b \times d^2} \\ &= \frac{76258756,51 \text{ Nmm}}{1000 \text{ mm} \times (200 \text{ mm})^2} \\ &= 1,90647 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho_{\text{balance}} &= \frac{0,85 \times \beta_1 \times f_c'}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y} \\ &= \frac{0,85 \times 0,85 \times 25}{320} \times \frac{600}{600 + 320} \\ &= 0,037 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho_{\text{min}} &= \frac{1,4}{f_y} \\ &= \frac{1,4}{320} \\ &= 0,00438 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho_{\text{max}} &= 0,75 \times \rho_{\text{balance}} \\ &= 0,75 \times 0,037 \\ &= 0,0276 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho_{\text{perlu}} &= \frac{1}{m} \times \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right] \\ &= \frac{1}{15,06} \times \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15,06 \times 1,906}{320}} \right] \\ &= 0,00625 \end{aligned}$$

**Kontrol,  $\rho_{\text{min}} > \rho_{\text{perlu}} > \rho_{\text{max}}$**

Dari kontrol yang didapat  $\rho_{\text{perlu}} > \rho_{\text{min}}$ , maka digunakan  $\rho_{\text{perlu}} = 0,00625$

$$\text{As perlu} = \rho \times b \times d_x$$

$$= 0,00625 \times 1000 \times 200$$

$$= 1250,405 \text{ mm}^2$$

$$S = \frac{\frac{1}{4} \times \pi \times dt^2 \times b}{As \text{ perlu}}$$

$$= \frac{\frac{1}{4} \times 3,14 \times 16^2 \times 1000}{1250,405}$$

$$= 160,72 \text{ mm}$$

Maka untuk tulangan lentur digunakan **D16-150** dengan nilai **As = 1340,4 mm<sup>2</sup>**

b. Tulangan Bagi

$$As' = 50\% \times As \text{ perlu}$$

$$= 50\% \times 1250,405$$

$$= 625,2 \text{ mm}^2$$

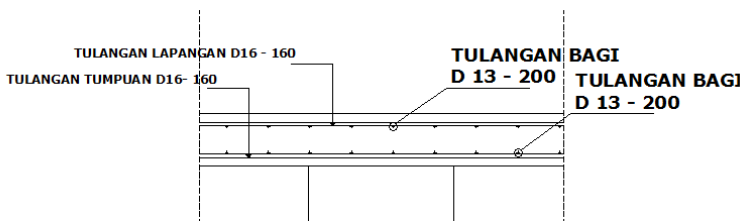
$$dt = 13$$

$$S = \frac{\frac{1}{4} \times \pi \times dt^2 \times b}{As'}$$

$$= \frac{\frac{1}{4} \times 3,14 \times 13^2 \times 1000}{625,2023}$$

$$= 212,195 \text{ mm}$$

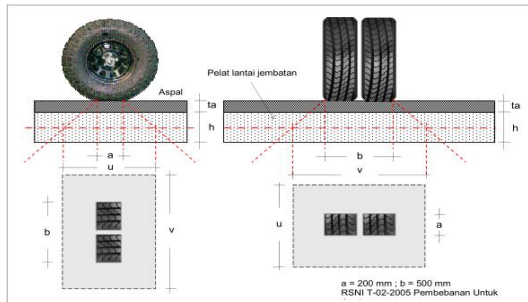
Maka untuk tulangan bagi digunakan **D13-200** dengan nilai **As = 663.6614mm<sup>2</sup>**



Gambar 4.3 Penulangan Pelat Lantai

#### 4.2.4.4 Pemeriksaan Geser Pons

- Posisi A



Gambar 4.4 Permodelan posisi A pada geser pons

Data :

Faktor beban truk	KuTT	= 1,8
Mutu beton,	fc'	= 25 Mpa
Beban Truk,	PTT	= 146,3 kN
Faktor reduksi,	Ø	= 0,7
Tebal aspal,	ta	= 100 mm
Tebal pelat,	ts	= 250 mm
Lebar roda	a	= 200 mm
Panjang roda	b	= 500 mm
Bidang geser pons,		

$$u = a + ta + ta + \frac{1}{2}ts + \frac{1}{2}ts$$

$$= a + 2ta + ts$$

$$v = b + ta + ta + \frac{1}{2}ts + \frac{1}{2}ts$$

$$= b + 2ta + ts$$

Sehingga,

$$u = a + ta + ta + \frac{1}{2}ts + \frac{1}{2}ts$$

$$= 200 + 2(100) + 250$$

$$= 650 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}
 v &= b + t_a + t_a + \frac{1}{2}t_s + \frac{1}{2}t_s \\
 &= 500 + 2(100) + 250 \\
 &= 950 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 b' &= 2u + 2v \\
 &= 2(650) + 2(950) \\
 &= 3200 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$d = 200 \text{ mm}$$

Luas bidang geser pons,

$$\begin{aligned}
 A_{\text{pons}} &= b' \times d = 3200 \times 200 \\
 &= 640000 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\text{Mutu beton K-250} \quad f_c' = 25 \text{ Mpa}$$

$$\text{Tekanan gandar roda} \quad P_{tt} = 146.25 \text{ kN}$$

$$\text{Faktor reduksi kekuatan geser} \quad \phi = 0.7$$

Kekuatan nominal lantai terhadap geser tanpa tulangan geser,

$$\begin{aligned}
 V_c &= \frac{1}{6} \times f_c' \times b' \times d \\
 &= \frac{1}{6} \times 25 \text{ Mpa} \times 3200 \text{ mm} \times 200 \text{ mm} \\
 &= 533 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Kekuatam geser terfaktor

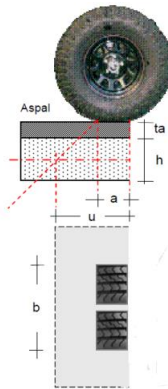
$$\begin{aligned}
 V_c &= \phi \times V_c \\
 &= 0.7 \times 533 \text{ kN} \\
 &= 373.3 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Kontrol

$$\begin{aligned}
 V_u &> P_{tt} \\
 373.3 \text{ kN} &> 146.25 \text{ kN (OK)}
 \end{aligned}$$



- Posisi B



*Gambar 4.5 Permodelan geser pons pada posisi B*

Data :

Faktor beban truk	KuTT	= 1,8
Mutu beton,	fc'	= 25 Mpa
Beban Truk,	PTT	= 146,3 kN
Faktor reduksi,	Ø	= 0,7
Tebal aspal,	ta	= 100 mm
Tebal pelat,	ts	= 250 mm
Lebar roda	a	= 200 mm
Panjang roda	b	= 500 mm

$$\begin{aligned}
 u &= a + \left( ta + \frac{1}{2} ts \right) \\
 &= 200 + \left( 100 + \frac{1}{2} 250 \right) \\
 &= 425 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 v &= b + 2 \left( ta + \frac{1}{2} ts \right) \\
 &= 500 + 2 \left( 100 + \frac{1}{2} 250 \right) \\
 &= 950 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$b' = 2u + v$$

$$\begin{aligned}
 &= 2 ( 425 ) + ( 950 ) \\
 &= 1800 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$d = 200 \text{ mm}$$

Luas bidang geser pons,

$$\begin{aligned}
 A_{\text{pons}} &= b' \times d \\
 &= 1800 \times 200 \\
 &= 360000 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Kekuatan nominal lantai terhadap geser tanpa tulangan geser,

$$\begin{aligned}
 V_c &= \frac{1}{6} \times f_c' \times b' \times d \\
 &= \frac{1}{6} \times 25 \text{ Mpa} \times 360000 \\
 &= 328,633 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

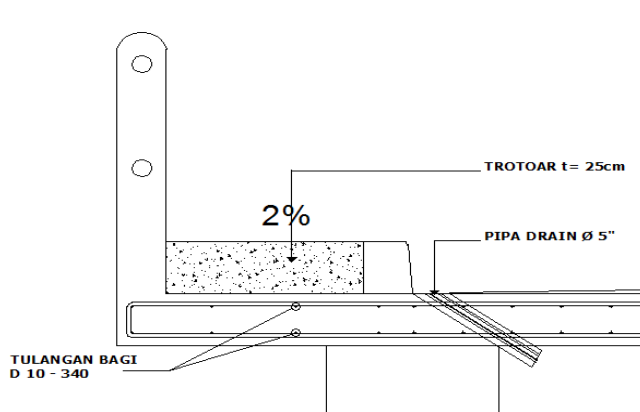
Kekuatam geser terfaktor

$$\begin{aligned}
 V_u &= \emptyset \times V_c \\
 &= 0,7 \times 328,63 \text{ kN} \\
 &= 230 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Kontrol,

$$\begin{aligned}
 V_u &> P_{tt} \\
 230 \text{ kN} &> 146,25 \text{ kN ( OK )}
 \end{aligned}$$

#### 4.2.5 PERHITUNGAN PELAT KANTILEVER



Gambar 4.6 Pelat Kantilever rencana

##### 1) Data

Kuat tekan, $f_c'$	= 25 Mpa
Tegangan leleh, $f_y$	= 320 Mpa
Tebal pelat lantai, $t_s$	= 250 mm
Tebal aspal	= 120 mm
Tebal trotoar, $t_t$	= 250 mm
Tebal kerb, $t_k$	= 250 mm
$\gamma$ Beton bertulang	= 25 kN/m <sup>3</sup>
$\gamma$ Beton tidak bertulang	= 24 kN/m <sup>3</sup>
$\gamma$ Aspal	= 22 kN/m <sup>3</sup>
$\gamma$ Air	= 9,8 kN/m <sup>3</sup>
Beban nominal trotoar	= 5

##### 2) Pembebanan Pelat kantilever

- Beban mati
  - a. Beban mati merata (  $q_{DL}$  )  
 Pelat Lantai Jembatan (  $q_{DL}$  1)  

$$= t_s \times \gamma_{\text{Beton}} \times b$$

$$= 0,25 \text{ m} \times 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \times 1 \text{ m}$$

$$= 6,25 \text{ kN/m}$$

Trotoar (qDL 2 )

$$= t_t \times \gamma_{\text{Beton tidak bertulang}} \times b$$

$$= 0,25 \text{ m} \times 24 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \times 1 \text{ m}$$

$$= 6 \text{ kN/m}$$

Kerb ( qDL 3 )

$$= t_k \times \gamma_{\text{Beton}} \times b$$

$$= 0,20 \text{ m} \times 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \times 1 \text{ m}$$

$$= 5 \text{ kN/m}$$

Dari beban-beban diatas maka didapat total beban mati merata ( qDL ) :

qDL total

$$= \text{qDL 1} + \text{qDL 2} + \text{qDL 3}$$

$$= 6,25 \frac{\text{kN}}{\text{m}} + 6 \frac{\text{kN}}{\text{m}} + 5 \text{ kN/m}$$

$$= 17,25 \text{ kN/m}$$

b. Beban mati terpusat akibat tiang sandaran

Dari perhitungan sebelumnya didapatkan hasil beban mati terpusat yaitu :

$$\text{Berat Pipa 1} = 0,1426 \text{ kN}$$

$$\text{Berat Pipa 2} = 0,1426 \text{ kN}$$

$$\text{Berat Tiang} = 1,152 \text{ kN}$$

PDL total

$$= \text{Berat pipa 1} + \text{Berat pipa2} + \text{Berat tiang}$$

$$= 0,1426 \text{ kN} + 0,1426 \text{ kN} + 1,152 \text{ kN}$$

$$= 1,4852 \text{ kN}$$

- Beban hidup

a. Beban hidup merata

$$\text{Pejalan kaki (qLL 1)} = q_{\text{pejalan kaki}} \times b$$

$$= 5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \times 1 \text{ m}$$

$$\begin{aligned}
 &= 5 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \\
 \text{Air Hujan (qLL 2)} &= t_{\text{air hujan}} \times \gamma_{\text{Air}} \\
 &= 0,05 \text{ m} \times 9,8 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \\
 &= 0,49 \frac{\text{kN}}{\text{m}}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Maka didapat total beban hidup merata ( qLL total ),} \\
 \text{qLL total} &= \text{qLL 1} + \text{qLL 2} \\
 &= 5 \frac{\text{kN}}{\text{m}} + 0,49 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \\
 &= 5,49 \frac{\text{kN}}{\text{m}}
 \end{aligned}$$

### 3) Perhitungan Momen Pelat lantai Kantilever

#### a. Akibat beban mati terpusat

$$\begin{aligned}
 \text{MD1} &= \text{Pipa 1} \times L \\
 &= (0,1426) \times \left( \frac{b}{2} + \text{jarak tiang} \right) \\
 &= (0,1426) \times \left( \frac{0,2}{2} + 0,9 \right) \\
 &= 0,1426 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{MD2} &= \text{Pipa 2} \times L \\
 &= (0,1426) \times \left( \frac{b}{2} + \text{jarak tiang} \right) \\
 &= (0,1426) \times \left( \frac{0,2}{2} + 0,9 \right) \\
 &= 0,1426 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{MD3} &= \text{Berat tiang} \times L \\
 &= (1,2) \times \left( \frac{b}{2} + \text{jarak tiang} \right) \\
 &= (1,2) \times \left( \frac{0,2}{2} + 0,9 \right) \\
 &= 1,2 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Mpdl} &= \text{MD1} + \text{MD2} + \text{MD3} \\
 &= 0,1426 + 0,1426 + 1,4852 \\
 &= 1,4852 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

#### b. Akibat beban mati merata

$$\text{Mqdl tumpuan} = \frac{1}{2} \times qDL \times L^2$$

$$\begin{aligned}
 &= \frac{1}{2} \times 18,5 \times (0,1 + 0,9)^2 \\
 &= 9,25 \text{ kNm} \\
 \text{Mqdl lapangan} &= \frac{1}{2} \times q_{DL} \times L^2 \\
 &= \frac{1}{2} \times 18,5 \times (0,1 + 0,9)^2 \\
 &= 9,25 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

c. Akibat beban hidup merata

$$\begin{aligned}
 \text{Mqdl tumpuan} &= \frac{1}{2} \times q_{LL} \times L^2 \\
 &= \frac{1}{2} \times 5,49 \times (0,1 + 0,9)^2 \\
 &= 2,745 \text{ kNm} \\
 \text{Mqdl lapangan} &= \frac{1}{2} \times q_{LL} \times L^2 \\
 &= \frac{1}{2} \times 5,49 \times (0,1 + 0,9)^2 \\
 &= 2,745 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

d. Kombinasi beban

$$\begin{aligned}
 &\text{Mu Tumpuan} \\
 &= (1,3 \times MDL) + (1,8 \times MLL) \\
 &= (1,3 \times 10,7352) + (1,8 \times 2,745) \\
 &= 18,8968 \text{ kNm} \\
 &\text{Mu Lapangan} \\
 &= (1,3 \times MDL) + (1,8 \times MLL) \\
 &= (1,3 \times 10,7352) + (1,8 \times 2,745) \\
 &= 18,8968 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

#### 4) Penulangan Kantilever

Kuat tekan, $f_c'$	= 25 Mpa
Tegangan leleh, $D > 12\text{mm}$ $f_y$	= 320 Mpa
Tegangan leleh, $D < 12\text{mm}$ $f_y$	= 280 Mpa
Diameter tulangan lentur	= D13-
Diameter tulangan lentur	= D10-
Luas tulangan lentur	= 132,7323 mm <sup>2</sup>
Selimut beton $d'$	= 40 mm

Tebal efektif	= 210 mm
Faktor Reduksi $\phi$	= 0,8
Lebar ditinjau	= 1000 mm

### Penulangan lentur

$$m = \frac{f_y}{0,85 f_c}$$

$$= \frac{320}{0,85 \times 25}$$

$$= 15,06$$

$$\begin{aligned} M_u &= 18,89676 \text{ kNm} \\ &= 18896760 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_n &= \frac{M_u}{\phi} \\ &= \frac{18896760 \text{ Nmm}}{0,8} \\ &= 23620950 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} R_n &= \frac{M_n}{b \times d^2} \\ &= \frac{23620950 \text{ Nmm}}{1000 \text{ mm} \times (210 \text{ mm})^2} \\ &= 0,5356 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

$$b_1 = 0,85 f_c' \leq 25 \text{ Mpa}$$

$$\begin{aligned} P_{\text{balance}} &= \frac{0,85 \times \beta_1 \times f_c'}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y} \\ &= \frac{0,85 \times 0,85 \times 25}{320} \times \frac{600}{600 + 320} \\ &= 0,037 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_{\text{max}} &= 0,75 \times P_{\text{balance}} \\ &= 0,75 \times 0,037 \\ &= 0,0276 \end{aligned}$$

$$P_{\text{perlu}} = \frac{1}{m} \times \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right]$$

$$= \frac{1}{15,06} \times \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15,06 \times 0,5356}{320}} \right]$$

$$= 0,00170$$

$$\begin{aligned} P \text{ min} &= 1,3333 \times P_{\text{perlu}} \\ &= 1,3333 \times 0,00170 \\ &= 0,00226 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P \text{ min} &= \frac{1,4}{f_y} \\ &= \frac{1,4}{320} \\ &= 0,004 \end{aligned}$$

Kontrol,  $\rho \text{ min} > \rho \text{ perlu} > \rho \text{ max}$

Dari kontrol yang didapat  $\rho \text{ perlu} \leq \rho \text{ min}$ , maka dilanjutkan dengan kontrol  $\rho \text{ min}$  kedua, dan didapat  $\rho \text{ perlu} \leq \rho \text{ min}$ , maka digunakan  $\rho \text{ min}$  kedua yaitu = 0,00226

$$\begin{aligned} \text{As perlu} &= \rho \times b \times d \\ &= 0,0023 \times 1000 \times 210 \\ &= 474,611 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S &= \frac{\frac{1}{4} \times d t^2 \times b}{\text{As perlu}} \\ &= \frac{\frac{1}{4} \times 13^2 \times 1000}{474,611} \\ &= 279,5235 \text{ mm} \end{aligned}$$

Maka digunakan jarak sebesar 275mm

$$\begin{aligned} \text{As pakai} &= \frac{\frac{1}{4} \times d t^2 \times b}{S \text{ perlu}} \\ &= \frac{\frac{1}{4} \times 13^2 \times 1000}{275} \\ &= 482,4182 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Maka untuk tulangan lentur digunakan D13-275

Kontrol :

As pakai > As perlu



$$482,4182 \text{ mm}^2 > 474,6113 \text{ mm}^2 \quad (\text{OK})$$

### Tulangan Bagi

$$\begin{aligned} As' &= 50\% \times As \text{ pasang} \\ &= 50\% \times 482,418 \\ &= 241,209 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Direncanakan untuk tulangan bagi Ø10-

$$\begin{aligned} S &= \frac{\frac{1}{4}x dt^2xb}{As'} \\ &= \frac{\frac{1}{4}x 10^2x1000}{241,209} \\ &= 325,444 \text{ mm} \end{aligned}$$

Maka digunakan jarak sebesar  $S = 325 \text{ mm}$

$$\begin{aligned} As \text{ pakai} &= \frac{\frac{1}{4}x dt^2xb}{S \text{ pakai}} \\ &= \frac{\frac{1}{4}x 10^2x1000}{325} \\ &= 241,661 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Maka untuk tulangan bagi digunakan Ø10-340

Kontrol :

$As \text{ pakai} > As \text{ perlu}$

$$241,661 \text{ mm}^2 > 241,209 \text{ mm}^2 (\text{OK})$$

## 4.2.6 Perencanaan Girder

### 4.2.6.1 Girder Tepi bentang 14 m

#### 1. Preliminary Design Girder Tepi Bentang 14 m

Perencanaan dimensi awal untuk girder tengah disesuaikan dengan RSNI T-12-2004 Pasal 9.2.1 adalah sebagai berikut,

$$h \geq 1,65 + 0,06 \times L$$

$$h \geq 1,65 + 0,06 \times 14000$$

$$h \geq 1005 \text{ mm}$$

Maka untuk tinggi girder direncanakan

$$1100 \text{ mm} = 1,1 \text{ m},$$

Untuk lebar girder menggunakan pendekatan

$$(2/3 h) \text{ s/d } (1/3 h),$$

$$\begin{aligned} Bw &= \frac{2}{3} \times h \\ &= \frac{2}{3} \times 1100 \\ &= 733,33 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Bw &= \frac{h}{3} \\ &= \frac{1100}{3} \\ &= 366,667 \text{ mm} \end{aligned}$$

Maka untuk lebar girder direncanakan 500 mm = 0,5 m

## 2. Analisa Pembebanan

- Beban Mati (DL)

- a. Beban Mati Merata

Berat Plat

$$\begin{aligned} &ts \times (s-bw) \times Bv \text{ Beton} \\ &= 0,25 \times (1,75-0,5) \times 2,5 = 0,78125 \text{ t/m'} \end{aligned}$$

Aspal

$$\begin{aligned} &ta \times S \times Bv \text{ Beton} \\ &= 0,12 \times 1,75 \times 2,2 = 0,462 \text{ t/m'} \end{aligned}$$

Berat Trotoar

$$\begin{aligned} &t \text{ trotoar} \times (s - bw) \times Bv \text{ beton} \\ &= 0,2 \times 1,25 \times 2,5 = 0,625 \text{ t/m'} \end{aligned}$$

Berat Kerb

$$\begin{aligned} &t \text{ kerb} \times b \text{ kerb} \times Bv \text{ beton} \\ &= 0,2 \times 0,15 \times 2,5 = 0,075 \text{ t/m'} \end{aligned}$$

Berat Girder

$$\begin{aligned} &h. \text{ girder} \times bw \times Bv \text{ Beton} \\ &= 1,1 \times 0,5 \times 2,5 = 1,375 \text{ t/m'} \end{aligned}$$

$$qDL = 3,31825 \text{ t/m'}$$

Beban Mati Merata Ultimit (qUDL)

$$= qDL \times 1,3$$

$$= 3,31825 \times 1,3$$

$$= 4,313725 \text{ t/m}$$

b. Beban Mati Terpusat

P diafragma

$$= H.\text{diafragma} \times b \text{ diafragma} \times (s-bw) \times Bv$$

Beton

$$= 0,4 \times 0,2 \times 1,25 \times 2,5$$

$$= 0,25 \text{ ton}$$

Pu diafragma (Beban Ultimit Terpusat )

$$= P \text{ diafragma} \times 1,3$$

$$= 0,25 \times 1,3$$

$$= 0,325 \text{ ton}$$

- Beban Hidup ( LL)

Beban hidup pada girder terdiri dari beban terbagi rata ( BTR ) dan beban garis ( BGT ). Perhitungan beban BTR tergantung pada panjang total ( L ) yang dibebani dan dinyatakan dalam rumus sebagai berikut:

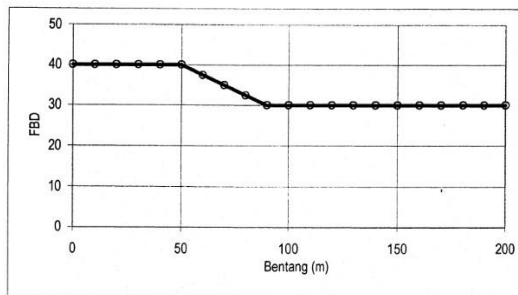
$$q = 9 \text{ kPa}$$

$$\text{untuk } L < 30 \text{ m } q = 9 \times ( 1 \times$$

$$15/L ) \text{ kPa} \quad \text{untuk } L \geq 30 \text{ m}$$

Sedangkan untuk BGT mempunyai intensitas :

$$P = 49 \text{ kN/m}$$



Gambar 4.7 Faktor beban dinamis untuk BGT

## a. Beban Merata

Beban Merata BTR

$$= BTR \times S$$

$$= 0.9 \times 1,75 = 1.575 \text{ t/m}$$

Air Hujan

$$= T_s \times S \times B_v \text{ Air}$$

$$= 0.05 \times 1,75 \times 1 = 0,0875 \text{ t/m}$$

$$q_{LL} = 1,6625 \text{ t/m}$$

Beban Hidup Merata Ultimit

$$q_{ULL} = q_{LL} \times 1,8$$

$$= 1,6625 \times 1,8$$

$$= 2,993 \text{ t/m'}$$

## b. Beban Terpusat

P BGT

$$= BGT \times S \times X \times KD = 4,9 \times 1,75 \times 1,4$$

$$= 12,005 \text{ ton}$$

Beban Ultimit Terpusat

Pu BGT

$$= P_{BGT} \times K_u = 12,005 \times 1,8$$

$$= 21,609 \text{ ton}$$

## • Beban truck

$$DLA = 0,3$$

(RSNI T – 02 – 2005 Pasal 6.6 )

$$K_{uTT} = 1,8$$

(RSNI T – 02 – 2005 Tabel 12 )

$$T_u = 112,5 \text{ kN}$$

(RSNI T – 02 – 2005 Pasal 6.4.1 )

P truck

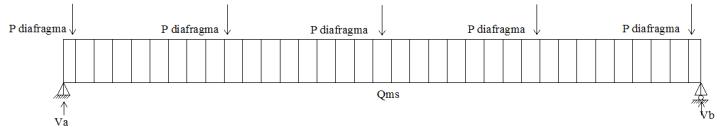
$$= (1 + DLA) \times T_u \times K_{uTT}$$

$$= (1 + 0,3) \times 112,5 \times 1,8$$

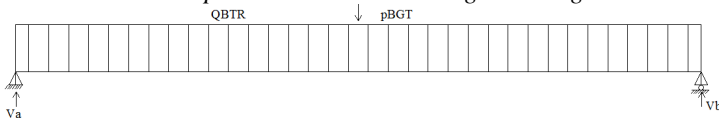
$$= 26,325 \text{ ton}$$

### 3. Perhitungan Per Segmen

Perhitungan girder dilakukan dengan membagi girder seperdelapan bentang hingga setengah dari panjang pelat lantai kendaraan yang ditumpu girder.



Gambar 4.8 permodelan beban mati girder tengah 14 m



Gambar 4.9 Permodelan beban hidup girder tengah 14 m

- **Segmen pada 1/8 bentang ( 1,75 m )**

➤ **Reaksi Perletakan**

**Ra Akibat qDL**

$$\begin{aligned}\text{Beban mati merata, VA} &= 0,5 \times qDL \times L \\ &= 0,5 \times 3,31825 \times 14 \\ &= 23,22775 \text{ ton}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Beban mati terpusat, VA} &= 0,5 \times n \text{ diafragma} \times pDL \\ &= 0,5 \times 5 \times 0,25 \\ &= 0,625 \text{ ton}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Total reaksi beban mati} &= 23,22775 \text{ ton} + 0,625 \text{ ton} \\ &= 23,85275 \text{ ton}\end{aligned}$$

**RVA akibat q UDL**

$$\begin{aligned}\text{Beban mati merata, VA} &= 0,5 \times quDL \times L \\ &= 0,5 \times 4,313725 \times 14 \\ &= 30,19608 \text{ ton}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Beban mati terpusat, VA} &= 0,5 \times n \text{ diafragma} \times puDL \\ &= 0,5 \times 5 \times 0,325 \\ &= 0,8125 \text{ ton}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Total reaksi beban mati} &= 30,19608 \text{ ton} + 0,8125 \text{ ton}\end{aligned}$$

$$= 31,0086 \text{ ton}$$

Reaksi Perletakan Akibat Beban Hidup qLL

**Ra Akibat qLL**

$$= R_a \times q_{LL} + R_a \text{ P.BGT}$$

$$= (1/2 \times q_{LL} \times L) + (P_{BGT} \times \frac{L-L_{Segmen}}{L})$$

$$= (1/2 \times 1,6625 \text{ t/m} \times 14 \text{ m}) + (12,005 \text{ ton} \times \frac{14-1,75}{14})$$

$$= 22,1419 \text{ ton}$$

**Rb Akibat q LL**

$$= R_b \times q_{LL} + R_b \text{ P.BGT}$$

$$= (1/2 \times q_{LL} \times L) + (P_{BGT} \times \frac{L_{Segmen}}{L})$$

$$= (1/2 \times 2,0125 \text{ t/m} \times 14 \text{ m}) + (12,005 \text{ ton} \times \frac{1,75}{14})$$

$$= 13,1381 \text{ ton}$$

**RVa akibat q ULL**

$$= (1/2 \times q_{ULL} \times L) + (P_u \text{ BGT} \times \frac{L-L_{Segmen}}{L})$$

$$= (1/2 \times 2,993 \text{ t/m} \times 14 \text{ m}) + (21,609 \text{ ton} \times \frac{14-1,75}{14})$$

$$= 39,8554 \text{ ton}$$

**RVb akibat q ULL**

$$= (1/2 \times q_{ULL} \times L) + (P_u \text{ BGT} \times \frac{L_{Segmen}}{L})$$

$$= (1/2 \times 2,993 \text{ t/m} \times 14 \text{ m}) + (21,609 \text{ ton} \times \frac{1,75}{14})$$

$$= 23,6486 \text{ ton}$$

**Akibat beban truck**

$$T_u = P_{truck}$$

$$= 28,35 \text{ ton}$$

$$M_t = T_u \times (0,5 \times S)$$

$$= 28,35 \times (0,5 \times 1,75)$$

$$= 25 \text{ ton.m}$$

➤Gaya Lintang D

V akibat q UDL

$$= Ruva - (qUDL \times L.\text{segmen} - n \times Pu \text{ diafragma})$$

$$= 31,00858 - (4,313725 \times 1,75 - 1 \times 0,325)$$

$$= 23,1346 \text{ ton}$$

V akibat q ULL

= Gaya lintang maksimal antara Ruva dan Ruvb akibat BGT

= RVa akibat BGT

$$= 39,8554 \text{ ton}$$

Vu total

$$= Vu \text{ DL} + Vu \text{ LL}$$

$$= 23,1346 \text{ ton} + 39,8554 \text{ ton}$$

$$= 62,9899 \text{ ton}$$

#### ➤ Gaya Momen

Momen akibat qUDL

$$= (q \text{ UDL} \times \frac{L}{2} \times L.\text{segmen}) - (0,5 \times qUDL \times (L.\text{segmen})^2)$$

$$= (4,313725 \text{ t/m} \times \frac{14 \text{ m}}{2} \times 1,75\text{m}) - (0,5 \times 4,313725 \text{ t/m} \times (1,75)^2)$$

$$= 46,2377 \text{ ton.m}$$

Momen akibat P diafragma

$$= ((n. \text{ diafragma} / 2) \times Pu \text{ diafragma} \times L.\text{segmen}) - Pu$$

$$\text{Diafragma} \times (L \text{ segmen} \times 0,3)$$

$$= (\frac{5}{2} \times 0,325 \times 1,75) - 0,325 \times (1,75 \times 0,3)$$

$$= 0,9501 \text{ ton. m}$$

Momen Akibat qULL

$$= (qULL \times L/2 \times L.\text{segmen}) - (0,5 \times qULL \times (L.\text{segmen})^2)$$

$$= (2,993 \text{ t/m} \times \frac{20,6}{2} \text{ m} \times 1,75\text{m}) - (0,5 \times 2,993 \text{ t/m} \times (1,75^2))$$

$$= 32,0758 \text{ tm}$$

$$\begin{aligned}
 &\text{Momen Akibat Beban Hidup Terpusat (Pu BGT)} \\
 &= \text{Pu BGT} \times (\text{L-Lsegmen}) / \text{L} \times \text{L.segmen} \\
 &= 21,609 \text{ ton} \times \frac{14-1,75}{14} \times 1,75\text{m} \\
 &= 33,0888 \text{ tm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 &\text{MU Total} \\
 &\text{MqUDL} + \text{Mu diafragma} + \text{MqULL} + \text{Mu BGT} \\
 &= 46,2377 + 0,9501 + 32,0758 + 33,0888 \\
 &= 112,3530 \text{ ton.m}
 \end{aligned}$$

➤ Penulangan Girder

$$m = \frac{fy}{\phi \times 0.85} \quad , fy = 320 \text{ Mpa}, fc' = 25 \text{ Mpa}$$

$$\begin{aligned}
 m &= \frac{320}{0.8 \times 0.85} \\
 &= 16
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Mu} &= \text{Mu total} \\
 &= 1123530054,7 \text{ Nmm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Mn} &= \frac{\text{Mu}}{0.8} \\
 &= \frac{1123530054,7}{0.8} \\
 &= 1404412568 \text{ Nmm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Rn} &= \frac{\text{Mn}}{b \times d^2} \\
 &= \frac{1404412568}{500 \times (1050)^2} \\
 &= 2,548
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 &\rho_{\text{balance}} \\
 &= 0.85 \times \frac{\beta_1}{fy} \times fc' \times \left( \frac{600}{600 + fy} \right) \\
 &= 0.85 \times \frac{0.85}{320} \times 25 \times \frac{600}{920} \\
 &= 0.0368 \\
 &\rho_{\text{min}} = \frac{1,4}{fy}
 \end{aligned}$$



$$\begin{aligned}
 &= \frac{1,4}{320} \\
 &= 0,0044 \\
 \rho_{\max} &= 0,75 \rho_{\text{balance}} \\
 &= 0,75 \times 0,0368 \\
 &= 0,0276
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \rho_{\text{perlu}} &= \frac{1}{m} \times \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 m R n}{f_y}} \right) \\
 &= \frac{1}{16} \times \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 18,286 \times 2,548}{320}} \right) \\
 &= 0,0085
 \end{aligned}$$

### Kontrol

$$\begin{aligned}
 \rho_{\text{perlu}} &> \rho_{\min} \\
 0,0085 &> 0,0044
 \end{aligned}$$

Maka yang digunakan  $\rho$  perlu

$$\begin{aligned}
 \text{As perlu} &= \rho \times b \times d_x \\
 &= 0,0085 \times 500 \text{ mm} \times 1050 \text{ mm} \\
 &= 4486,5256 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Digunakan D32

$$\begin{aligned}
 \text{As terpasang} &= \frac{1}{4} \times \pi \times d^2 \\
 &= 0,25 \times 3,14 \times (32^2) \\
 &= 804,2477 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Dibutuhkan tulangan sejumlah

$$\begin{aligned}
 N &= \frac{\text{As perlu}}{\text{As terpasang}} \\
 &= \frac{4486,5256}{804,2477} = 6 \text{ buah}
 \end{aligned}$$

### Digunakan D32 sebanyak 6 buah

Untuk menjamin agar girder bersifat daktail, maka harus dipasang tulangan tekan sebesar,

$$\begin{aligned}
 \text{As perlu} &= \rho \times b \times d_x \\
 &= 0,0044 \times 500 \text{ mm} \times 1050 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$= 2296,875 \text{ mm}^2$$

Digunakan D32

As terpasang

$$= \frac{1}{4} \times \pi \times d^2$$

$$= 0.25 \times 3.14 \times (32^2)$$

$$= 804,2477 \text{ mm}^2$$

$$N = \frac{As \text{ perlu}}{As \text{ terpasang}} = \frac{2296,875}{804,2477} = 2,8 \text{ buah}$$

( dijadikan pembulatan menjadi 4 buah )

**Digunakan tulangan tekan D32 sebanyak 4 buah**

➤ Perencanaan sengkang

$$V_u = 629899,3125 \text{ N}$$

$$\begin{aligned} V_c &= \frac{1}{6} \times b \times d \times \sqrt{f_c'} \\ &= \frac{1}{6} \times 500 \times 1050 \times \sqrt{25} \\ &= 437500 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{s \text{ min}} &= \frac{b \times d}{3} \\ &= \frac{500 \times 1050}{3} \\ &= 175000 \text{ N} \end{aligned}$$

Kontrol,

1.  $V_u \leq 0,5 \times \emptyset \times V_c$   
 $629899,3125 \leq 153125$   
 ( TIDAK OK )
2.  $0,5 \times \emptyset \times V_c \leq V_u \leq \emptyset \times V_c$   
 $153125 \geq 582124,31 \leq 306250$   
 ( TIDAK OK )
3.  $\emptyset \times V_c \leq V_u \leq \emptyset ( V_c + V_{s \text{ min}} )$   
 $306250 \geq 629899,3125 \leq 428750$   
 ( TIDAK OK )
4.  $\emptyset ( V_c + V_{s \text{ min}} ) \leq V_u \leq \emptyset ( V_c + \frac{1}{3} \times \sqrt{f_c'} \times b \times d )$   
 $428750 \geq 629899,3125 \leq 918750$   
 (OK )

$$5. \quad (V_c + 1/3 \times \sqrt{f_c'} \times b \times d) \leq V_u \leq \emptyset (V_c + 2/3 \sqrt{f_c'} \times b \times d)$$

$$= 918750 \geq 629899,3125 \leq 153125$$

( TIDAK OK )

Didapatkan dari kontrol perhitungan diatas masuk pada kondisi

4. Maka perlu tulangan geser, untuk menjaga kestabilan struktur maka tetap direncanakan menggunakan tulangan geser 2 kaki dengan Ø12.

$$\begin{aligned} A_v &= 2 \times A_s \\ &= 2 \times 0,25 \times \pi \times \emptyset^2 \\ &= 2 \times 0,25 \times 3,14 \times 144 \\ &= 226,08 \text{ mm}^2 \\ S &= \frac{A_s \times f_y \times d}{V_s} \\ &= \frac{226,08 \times 280 \times 1050}{175000} \\ &= 379,814 \text{ mm} \end{aligned}$$

Maka untuk tulangan geser digunakan Ø 12 -300

- **Segmen pada 1/4 bentang ( 3,5 m)**

➤ **Reaksi Perletakan**

**Ra Akibat qDL**

$$\begin{aligned} \text{Beban mati merata, VA} &= 0,5 \times q_{DL} \times L \\ &= 0,5 \times 3,31825 \times 14 \\ &= 23,22775 \text{ ton} \\ \text{Beban mati terpusat, VA} &= 0,5 \times n \text{ diafragma} \times p_{DL} \\ &= 0,5 \times 5 \times 0,25 \\ &= 0,625 \text{ ton} \\ \text{Total reaksi beban mati} &= 23,22775 \text{ ton} + 0,625 \text{ ton} \\ &= 23,85275 \text{ ton} \end{aligned}$$

**RVA akibat q UDL**

$$\begin{aligned} \text{Beban mati merata, VA} &= 0,5 \times q_{uDL} \times L \\ &= 0,5 \times 4,313725 \times 14 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 &= 30,19608 \text{ ton} \\
 \text{Beban mati terpusat, VA} &= 0,5 \times n \text{ diafragma} \times \text{puDL} \\
 &= 0,5 \times 5 \times 0.325 \\
 &= 0,8125 \text{ ton} \\
 \text{Total reaksi beban mati} &= 30,19608 \text{ ton} + 0,8125 \text{ ton} \\
 &= 31,0086 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

Reaksi Perletakan Akibat Beban Hidup qLL

**Ra Akibat qLL**

$$\begin{aligned}
 &= R_a \times q_{LL} + R_a \text{ P.BGT} \\
 &= (1/2 \times q_{LL} \times L) + (P \text{ BGT} \times \frac{L-L_{\text{Segmen}}}{L}) \\
 &= (1/2 \times 1,6625 \text{ t/m} \times 14 \text{ m}) + (12,005 \text{ ton} \times \frac{14-3,5}{14}) \\
 &= 20,64125 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

**Rb Akibat qLL**

$$\begin{aligned}
 &= R_b \times q_{LL} + R_b \text{ P.BGT} \\
 &= (1/2 \times q_{LL} \times L) + (P \text{ BGT} \times \frac{L_{\text{Segmen}}}{L}) \\
 &= (1/2 \times 2,0125 \text{ t/m} \times 14 \text{ m}) + (12,005 \text{ ton} \times \frac{3,5}{14}) \\
 &= 14,6387 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

RVa akibat q ULL

$$\begin{aligned}
 &= (1/2 \times q_{ULL} \times L) + (P_u \text{ BGT} \times \frac{L-L_{\text{Segmen}}}{L}) \\
 &= (1/2 \times 2,993 \text{ t/m} \times 14 \text{ m}) + (21,609 \text{ ton} \times \frac{14-3,5}{14}) \\
 &= 37,1542 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

RVb akibat q ULL

$$\begin{aligned}
 &= (1/2 \times q_{ULL} \times L) + (P_u \text{ BGT} \times \frac{L_{\text{Segmen}}}{L}) \\
 &= (1/2 \times 2,993 \text{ t/m} \times 14 \text{ m}) + (21,609 \text{ ton} \times \frac{3,5}{14}) \\
 &= 26,3497 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

**Akibat beban truck**

$$\begin{aligned}
 T_u &= P_{\text{truck}} \\
 &= 28,35 \text{ ton} \\
 M_t &= T_u \times (0,5 \times S)
 \end{aligned}$$

$$= 28,35 \times (0,5 \times 1,75)$$

$$= 25 \text{ ton.m}$$

➤ Gaya Lintang D

V akibat q UDL

$$= \text{Ruva} - (q\text{UDL} \times L.\text{segmen} - n \times P_u \text{ diafragma})$$

$$= 31,0085 - (4,313725 \times 3,5 - 1 \times 0,325)$$

$$= 15,5855 \text{ ton}$$

V akibat q ULL

$$= \text{Gaya lintang maksimal antara Ruva dan Ruvb akibat BGT}$$

$$= R_{Va} \text{ akibat BGT}$$

$$= 37,1543 \text{ ton}$$

V<sub>u</sub> total

$$= V_u \text{ DL} + V_u \text{ LL}$$

$$= 15,5855 \text{ ton} + 37,1543 \text{ ton}$$

$$= 52,7938 \text{ ton}$$

➤ Gaya Momen

Momen akibat qUDL

$$= (q \text{ UDL} \times \frac{L}{2} \times L.\text{segmen}) - (0,5 \times q\text{UDL} \times (L.\text{segmen})^2)$$

$$= (4,313725 \text{ t/m} \times \frac{14 \text{ m}}{2} \times 3,5\text{m}) - (0,5 \times 4,313725 \text{ t/m} \times (3,5)^2)$$

$$= 79,2646 \text{ ton.m}$$

Momen akibat P diafragma

$$= ((n.\text{ diafragma} / 2) \times P_u \text{ diafragma} \times L.\text{segmen}) - P_u$$

$$\text{Diafragma} \times (L \text{ segmen} \times 0,3)$$

$$= (\frac{5}{2} \times 0,325 \times 3,5) - 0,325 \times (3,5 \times 0,3)$$

$$= 1,8037 \text{ ton. m}$$

Momen Akibat qULL

$$= (q\text{ULL} \times L/2 \times L.\text{segmen}) - (0,5 \times q\text{ULL} \times (L.\text{segmen})^2)$$

$$\begin{aligned}
 &= (2,993 \text{ t/m} \times \frac{14}{2} \text{ m} \times 3,5\text{m}) - (0.5 \times 2,993 \text{ t/m} \times (3,5^2)) \\
 &= 54,9872 \text{ tm}
 \end{aligned}$$

Momen Akibat Beban Hidup Terpusat (Pu BGT )

$$= \text{Pu BGT} \times (\text{L-Lsegmen})/\text{L} \times \text{L.segmen}$$

$$= 21,609 \text{ ton} \times \frac{14-3,5}{14} \times 1,75\text{m}$$

$$= 56,7236 \text{ tm}$$

MU Total

$$\text{MqUDL} + \text{Mu diafragma} + \text{MqULL} + \text{Mu BGT}$$

$$= 79,2646 + 1,8037 + 54,9872 + 56,7236$$

$$= 192,7792 \text{ tm}$$

#### ➤ Penulangan Girder

$$m = \frac{f_y}{\phi \times 0.85} \quad , f_y = 320 \text{ Mpa}, f_c' = 25 \text{ Mpa}$$

$$m = \frac{320}{0.8 \times 0.85}$$

$$= 16$$

$$\text{Mu} = \text{Mu total}$$

$$= 1927792594 \text{ Nmm}$$

$$\text{Mn} = \frac{\text{Mu}}{0.8}$$

$$= \frac{1927792594}{0.8}$$

$$= 2409740742 \text{ Nmm}$$

$$\text{Rn} = \frac{\text{Mn}}{b \times d^2}$$

$$= \frac{2409740742}{500 \times (1050)^2}$$

$$= 4,371$$

$\rho_{\text{balance}}$

$$\begin{aligned}
 &= 0.85 \times \frac{\beta_1}{f_y} \times f_c \times \left( \frac{600}{600 + f_y} \right) \\
 &= 0.85 \times \frac{0.85}{320} \times 25 \times \frac{600}{920}
 \end{aligned}$$

$$= 0.0368$$

$$\begin{aligned}\rho_{\min} &= \frac{1,4}{f_y} \\ &= \frac{1,4}{320} \\ &= 0,0044\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\rho_{\max} &= 0,75 \rho_{\text{balance}} \\ &= 0,75 \times 0.0368 \\ &= 0.0276\end{aligned}$$

$$\rho_{\text{perlu}}$$

$$\begin{aligned}&= \frac{1}{m} \times \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 m R_n}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{16} \times \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 18,286 \times 4,371}{320}} \right) \\ &= 0.0156\end{aligned}$$

### Kontrol

$$\rho_{\text{perlu}} > \rho_{\min}$$

$$0.0156 > 0,0044$$

Maka yang digunakan  **$\rho$  perlu**

As perlu

$$\begin{aligned}&= \rho \times b \times d_x \\ &= 0.0156 \times 500 \text{ mm} \times 1050 \text{ mm} \\ &= 8195,2770 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

Digunakan D32

As terpasang

$$\begin{aligned}&= \frac{1}{4} \times \pi \times d^2 \\ &= 0.25 \times 3.14 \times (32^2) \\ &= 804,2477 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

Dibutuhkan tulangan sejumlah

$$\begin{aligned}N &= \frac{As_{\text{perlu}}}{As_{\text{terpasang}}} \\ &= \frac{8195,2770}{804,2477} = 10 \text{ buah}\end{aligned}$$

**Digunakan D32 sebanyak 10 buah**

Untuk menjamin agar girder bersifat daktail, maka harus dipasang tulangan tekan sebesar,

As perlu

$$\begin{aligned}
 &= \rho \times b \times dx \\
 &= 0.0044 \times 500 \text{ mm} \times 1050 \text{ mm} \\
 &= 2296,875 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Digunakan D32

$$\begin{aligned}
 &\text{As terpasang} \\
 &= \frac{1}{4} \times \pi \times d^2 \\
 &= 0.25 \times 3.14 \times (32^2) \\
 &= 804,2477 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 N &= \frac{\text{As perlu}}{\text{As terpasang}} \\
 &= \frac{2296,875}{804,2477} = 2,8 \text{ buah}
 \end{aligned}$$

(dijadikan pembulatan menjadi 4 buah)

**Digunakan tulangan tekan D32 sebanyak 4 buah**

➤ Perencanaan sengkang

$$\begin{aligned}
 V_u &= 527397,875 \text{ N} \\
 V_c &= \frac{1}{6} \times b \times d \times \sqrt{f_c'} \\
 &= \frac{1}{6} \times 500 \times 1050 \times \sqrt{25} \\
 &= 437500 \text{ N} \\
 V_{s \text{ min}} &= \frac{b \times d}{3} \\
 &= \frac{500 \times 1050}{3} \\
 &= 175000 \text{ N}
 \end{aligned}$$

Kontrol,

1.  $V_u \leq 0,5 \times \emptyset \times V_c$   
 $527397,875 \leq 153125$   
 (TIDAK OK)
2.  $0,5 \times \emptyset \times V_c \leq V_u \leq \emptyset \times V_c$   
 $153125 \geq 527397,875 \leq 306250$   
 (TIDAK OK)
3.  $\emptyset \times V_c \leq V_u \leq \emptyset (V_c + V_{s \text{ min}})$   
 $306250 \geq 527397,875 \leq 428750$   
 (TIDAK OK)
4.  $\emptyset (V_c + V_{s \text{ min}}) \leq V_u \leq \emptyset (V_c + \frac{1}{3} \times \sqrt{f_c'} \times b \times d)$



$$428750 \geq 527397,875 \leq 918750$$

(OK)

$$5. (V_c + 1/3 \times \sqrt{f_c'} \times b \times d) \leq V_u \leq \phi (V_c + 2/3 \sqrt{f_c'} \times b \times d)$$

$$918750 \geq 527397,875 \leq 153125$$

(TIDAK OK)

Didapatka dari kontrol perhitungan diatas masuk pada kondisi 4. Maka perlu tulangan geser, untuk menjaga kestabilan struktur maka tetap direncanakan menggunakan tulangan geser 2 kaki dengan Ø12.

$$\begin{aligned} A_v &= 2 \times A_s \\ &= 2 \times 0,25 \times \pi \times \emptyset^2 \\ &= 2 \times 0,25 \times 3,14 \times 144 \\ &= 226,08 \text{ mm}^2 \\ S &= \frac{A_s \times f_y \times d}{V_s} \\ &= \frac{226,08 \times 280 \times 1050}{175000} \\ &= 379,814 \text{ mm} \end{aligned}$$

Maka untuk tulangan geser digunakan Ø 12 -300

- **Segmen pada 3/8 bentang ( 5,25 m)**

➤ **Reaksi Perletakan**

**Ra Akibat qDL**

$$\begin{aligned} \text{Beban mati merata, VA} &= 0,5 \times q_{DL} \times L \\ &= 0,5 \times 3,31825 \times 14 \\ &= 23,22775 \text{ ton} \\ \text{Beban mati terpusat, VA} &= 0,5 \times n \text{ diafragma} \times p_{DL} \\ &= 0,5 \times 5 \times 0,25 \\ &= 0,625 \text{ ton} \\ \text{Total reaksi beban mati} &= 23,22775 \text{ ton} + 0,625 \text{ ton} \\ &= 23,85275 \text{ ton} \end{aligned}$$

**RVA akibat q UDL**

$$\begin{aligned}
 \text{Beban mati merata, VA} &= 0,5 \times q_{UDL} \times L \\
 &= 0,5 \times 4,313725 \times 14 \\
 &= 30,19608 \text{ ton} \\
 \text{Beban mati terpusat, VA} &= 0,5 \times n \text{ diafragma} \times p_{UDL} \\
 &= 0,5 \times 5 \times 0,325 \\
 &= 0,8125 \text{ ton} \\
 \text{Total reaksi beban mati} &= 30,19608 \text{ ton} + 0,8125 \text{ ton} \\
 &= 31,0086 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

Reaksi Perletakan Akibat Beban Hidup qLL

**Ra Akibat qLL**

$$\begin{aligned}
 &= R_a \times q_{LL} + R_a \text{ P.BGT} \\
 &= (1/2 \times q_{LL} \times L) + (P \text{ BGT} \times \frac{L-L_{\text{Segmen}}}{L}) \\
 &= (1/2 \times 1,6625 \text{ t/m} \times 14 \text{ m}) + (12,005 \text{ ton} \times \frac{14-5,25}{14}) \\
 &= 19,1406 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

**Rb Akibat q LL**

$$\begin{aligned}
 &= R_b \times q_{LL} + R_b \text{ P.BGT} \\
 &= (1/2 \times q_{LL} \times L) + (P \text{ BGT} \times \frac{L_{\text{Segmen}}}{L}) \\
 &= (1/2 \times 2,0125 \text{ t/m} \times 14 \text{ m}) + (12,005 \text{ ton} \times \frac{5,25}{14}) \\
 &= 16,1393 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

RVa akibat q ULL

$$\begin{aligned}
 &= (1/2 \times q_{ULL} \times L) + (P_u \text{ BGT} \times \frac{L-L_{\text{Segmen}}}{L}) \\
 &= (1/2 \times 2,993 \text{ t/m} \times 14 \text{ m}) + (21,609 \text{ ton} \times \frac{14-5,25}{14}) \\
 &= 34,4531 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

RVb akibat q ULL

$$\begin{aligned}
 &= (1/2 \times q_{ULL} \times L) + (P_u \text{ BGT} \times \frac{L_{\text{Segmen}}}{L}) \\
 &= (1/2 \times 2,993 \text{ t/m} \times 14 \text{ m}) + (21,609 \text{ ton} \times \frac{5,25}{14}) \\
 &= 29,0508 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

**Akibat beban truck**

$$\begin{aligned}
 T_u &= P \text{ truck} \\
 &= 28,35 \text{ ton} \\
 M_t &= T_u \times (0,5 \times S) \\
 &= 28,35 \times (0,5 \times 1,75) \\
 &= 25 \text{ ton.m}
 \end{aligned}$$

➤ **Gaya Lintang D**

V akibat q UDL

$$\begin{aligned}
 &= R_{uV} - (q_{UDL} \times L_{\text{segmen}} - n \times P_u \text{ diafragma}) \\
 &= 31,0086 - (4,313725 \times 5,25 - 1 \times 0,325) \\
 &= 7,7115 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

V akibat q ULL

$$\begin{aligned}
 &= \text{Gaya lintang maksimal antara } R_{uV} \text{ dan } R_{uVb} \text{ akibat BGT} \\
 &= R_{uV} \text{ akibat BGT} \\
 &= 34,4531 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

Vu total

$$\begin{aligned}
 &= V_{uDL} + V_{uLL} \\
 &= 7,7115 \text{ ton} + 34,4531 \text{ ton} \\
 &= 42,1646 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

➤ **Gaya Momen**

Momen akibat qUDL

$$\begin{aligned}
 &= (q_{UDL} \times \frac{L}{2} \times L_{\text{segmen}}) - (0,5 \times q_{UDL} \times (L_{\text{segmen}})^2) \\
 &= (4,313725 \text{ t/m} \times \frac{14 \text{ m}}{2} \times 5,25\text{m}) - (0,5 \times 4,313725 \text{ t/m} \times (5,25)^2) \\
 &= 99,0808 \text{ ton.m}
 \end{aligned}$$

Momen akibat P diafragma

$$\begin{aligned}
 &= ((n_{\text{ diafragma}} / 2) \times P_u \text{ diafragma} \times L_{\text{segmen}}) - P_u \text{ Diafragma} \times (L_{\text{ segmen}} \times 0,3) \\
 &= (\frac{5}{2} \times 0,325 \times 5,25) - 0,325 \times (5,25 \times 0,3)
 \end{aligned}$$

$$= 2,6568 \text{ ton. m}$$

Momen Akibat qULL

$$\begin{aligned} &= (qULL \times L/2 \times L.\text{segmen}) - (0.5 \times qULL \times (L.\text{segmen})^2) \\ &= (2,993 \text{ t/m} \times \frac{20.6}{2} \text{ m} \times 5,25 \text{ m}) - (0.5 \times 2,993 \text{ t/m} \times (5,25^2)) \\ &= 68,7339 \text{ tm} \end{aligned}$$

Momen Akibat Beban Hidup Terpusat (Pu BGT )

$$\begin{aligned} &= Pu \text{ BGT} \times (L - L.\text{segmen})/L \times L.\text{segmen} \\ &= 21,609 \text{ ton} \times \frac{14 - 5,25}{14} \times 5,25 \text{ m} \\ &= 70,9045 \text{ tm} \end{aligned}$$

MU Total

$$\begin{aligned} &MqUDL + Mu \text{ diafragma} + MqULL + Mu \text{ BGT} \\ &= 99,0808 + 2,6568 + 68,7339 + 70,9045 \\ &= 241,3762 \text{ tm} \end{aligned}$$

### ➤ Penulangan Girder

$$\begin{aligned} m &= \frac{fy}{\phi \times 0.85} & ,fy = 320 \text{ Mpa}, fc' = 25 \text{ Mpa} \\ m &= \frac{320}{0.8 \times 0.85} \\ &= 16 \\ Mu &= Mu \text{ total} \\ &= 2413762617 \text{ Nmm} \\ Mn &= \frac{Mu}{0.8} \\ &= \frac{2413762617}{0.8} \\ &= 3017203271 \text{ Nmm} \\ Rn &= \frac{Mn}{b \times d^2} \\ &= \frac{3017203271}{500 \times (1050)^2} \\ &= 5,473 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \rho_{\text{balance}} &= 0.85 \times \frac{\beta_1}{f_y} \times f_c \times \left( \frac{600}{600 + f_y} \right) \\
 &= 0.85 \times \frac{0.85}{320} \times 25 \times \frac{600}{920} \\
 &= 0.0368
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \rho_{\text{min}} &= \frac{1,4}{f_y} \\
 &= \frac{1,4}{320} \\
 &= 0,0044
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \rho_{\text{max}} &= 0,75 \rho_{\text{balance}} \\
 &= 0.75 \times 0.0368 \\
 &= 0.0276
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \rho_{\text{perlu}} &= \frac{1}{m} \times \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 m R_n}{f_y}} \right) \\
 &= \frac{1}{16} \times \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 18,286 \times 5,473}{320}} \right) \\
 &= 0.0204
 \end{aligned}$$

### Kontrol

$$\rho_{\text{perlu}} > \rho_{\text{min}}$$

$$0.0204 > 0,0044$$

Maka yang digunakan  **$\rho$  perlu**

As perlu

$$\begin{aligned}
 &= \rho \times b \times d_x \\
 &= 0.0204 \times 500 \text{ mm} \times 1050 \text{ mm} \\
 &= 10736,2086 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Digunakan D32

As terpasang

$$\begin{aligned}
 &= \frac{1}{4} \times \pi \times d^2 \\
 &= 0.25 \times 3.14 \times (32^2) \\
 &= 804,2477 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Dibutuhkan tulangan sejumlah

$$N = \frac{As_{\text{perlu}}}{As_{\text{terpasang}}}$$

$$= \frac{10736,2086}{804,2477} = 13 \text{ buah}$$

**Digunakan D32 sebanyak 13 buah**

Untuk menjamin agar girder bersifat daktail, maka harus dipasang tulangan tekan sebesar,

As perlu

$$\begin{aligned} &= \rho \times b \times d_x \\ &= 0.0044 \times 500 \text{ mm} \times 1050 \text{ mm} \\ &= 2296,875 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Digunakan D32

As terpasang

$$\begin{aligned} &= \frac{1}{4} \times \pi \times d^2 \\ &= 0.25 \times 3.14 \times (32^2) \\ &= 804,2477 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} N &= \frac{As \text{ perlu}}{As \text{ terpasang}} \\ &= \frac{2296,875}{804,2477} = 2,8 \text{ buah} \end{aligned}$$

( dijadikan pembulatan menjadi 4 buah )

**Digunakan tulangan tekan D32 sebanyak 4 buah**

➤ Perencanaan sengkang

$$\begin{aligned} V_u &= 421646,4375 \text{ N} \\ V_c &= \frac{1}{6} \times b \times d \times \sqrt{f_c'} \\ &= \frac{1}{6} \times 500 \times 1050 \times \sqrt{25} \\ &= 437500 \text{ N} \\ V_{s \text{ min}} &= \frac{b \times d}{3} \\ &= \frac{500 \times 1050}{3} \\ &= 175000 \text{ N} \end{aligned}$$

Kontrol,

1.  $V_u \leq 0,5 \times \phi \times V_c$   
 $421646,4375 \leq 153125$  ( TIDAK OK )
2.  $0,5 \times \phi \times V_c \leq V_u \leq \phi \times V_c$

- $$153125 \geq 421646,4375 \leq 306250 \quad (\text{TIDAK OK})$$
- $$3. \quad \emptyset \times V_c \leq V_u \leq \emptyset (V_c + V_{s \min})$$
- $$306250 \geq 421646,4375 \leq 428750 \quad (\text{OK})$$
- $$4. \quad \emptyset (V_c + V_{s \min}) \leq V_u \leq \emptyset (V_c + 1/3 \times \sqrt{f_c'} \times b \times d)$$
- $$428750 \geq 421646,4375 \leq 918750 \quad (\text{TIDAK OK})$$
- $$5. \quad (V_c + 1/3 \times \sqrt{f_c'} \times b \times d) \leq V_u \leq \emptyset (V_c + 2/3 \sqrt{f_c'} \times b \times d)$$
- $$918750 \geq 421646,4375 \leq 153125 \quad (\text{TIDAK OK})$$

Didapatka dari kontrol perhitungan diatas masuk pada kondisi 3. Maka perlu tulangan geser, untuk menjaga kestabilan struktur maka tetap direncanakan menggunakan tulangan geser 2 kaki dengan Ø12.

$$\begin{aligned}
 A_v &= 2 \times A_s \\
 &= 2 \times 0,25 \times \pi \times \emptyset^2 \\
 &= 2 \times 0,25 \times 3,14 \times 144 \\
 &= 226,08 \text{ mm}^2 \\
 S &= \frac{A_s \times f_y \times d}{V_s} \\
 &= \frac{226,08 \times 280 \times 1050}{175000} \\
 &= 379,814 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Maka untuk tulangan geser digunakan Ø 12 -300

### • Segmen pada 1/2 bentang (7 m)

#### ➤ Reaksi Perletakan

##### **Ra Akibat qDL**

$$\begin{aligned}
 \text{Beban mati merata, } V_A &= 0,5 \times q_{DL} \times L \\
 &= 0,5 \times 3,31825 \times 14 \\
 &= 23,22775 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Beban mati terpusat, } V_A &= 0,5 \times n \text{ diafragma} \times p_{DL} \\
 &= 0,5 \times 5 \times 0,25 \\
 &= 0,625 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Total reaksi beban mati} &= 23,22775 \text{ ton} + 0,625 \text{ ton} \\
 &= 23,85275 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

##### **RVA akibat q UDL**

$$\begin{aligned}
 \text{Beban mati merata, } VA &= 0,5 \times q_{uDI} \times L \\
 &= 0,5 \times 4,313725 \times 14 \\
 &= 30,19608 \text{ ton} \\
 \text{Beban mati terpusat, } VA &= 0,5 \times n \text{ diafragma} \times p_{uDL} \\
 &= 0,5 \times 5 \times 0,325 \\
 &= 0,8125 \text{ ton} \\
 \text{Total reaksi beban mati} &= 30,19608 \text{ ton} + 0,8125 \text{ ton} \\
 &= 31,0086 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

Reaksi Perletakan Akibat Beban Hidup  $q_{LL}$

**Ra Akibat  $q_{LL}$**

$$\begin{aligned}
 &= R_a \times q_{LL} + R_a \text{ P.BGT} \\
 &= (1/2 \times q_{LL} \times L) + (P \text{ BGT} \times \frac{L-L.Segmen}{L}) \\
 &= (1/2 \times 1,6625 \text{ t/m} \times 14 \text{ m}) + (12,005 \text{ ton} \times \frac{14-7}{14}) \\
 &= 17,64 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

**Rb Akibat  $q_{LL}$**

$$\begin{aligned}
 &= R_b \times q_{LL} + R_b \text{ P.BGT} \\
 &= (1/2 \times q_{LL} \times L) + (P \text{ BGT} \times \frac{L.Segmen}{L}) \\
 &= (1/2 \times 2,0125 \text{ t/m} \times 14 \text{ m}) + (12,005 \text{ ton} \times \frac{7}{14}) \\
 &= 17,64 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

RVa akibat  $q_{ULL}$

$$\begin{aligned}
 &= (1/2 \times q_{ULL} \times L) + (P_u \text{ BGT} \times \frac{L-L.Segmen}{L}) \\
 &= (1/2 \times 2,993 \text{ t/m} \times 14 \text{ m}) + (21,609 \text{ ton} \times \frac{14-7}{14}) \\
 &= 31,752 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

RVb akibat  $q_{ULL}$

$$\begin{aligned}
 &= (1/2 \times q_{ULL} \times L) + (P_u \text{ BGT} \times \frac{L.Segmen}{L}) \\
 &= (1/2 \times 2,993 \text{ t/m} \times 14 \text{ m}) + (21,609 \text{ ton} \times \frac{7}{14}) \\
 &= 31,752 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

**Akibat beban truck**

$$T_u = P_{\text{truck}}$$



$$\begin{aligned}
 &= 28,35 \text{ ton} \\
 \text{Mt} &= \text{Tu} \times (0,5 \times S) \\
 &= 28,35 \times (0,5 \times 1,75) \\
 &= 25 \text{ ton.m}
 \end{aligned}$$

➤ Gaya Lintang D

V akibat q UDL

$$\begin{aligned}
 &= \text{Ruva} - (q\text{UDL} \times \text{L.segmen} - n \times \text{Pu diafragma}) \\
 &= 31,0086 - (4,313725 \times 7 - 1 \times 0.325) \\
 &= -0,1625 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

V akibat q ULL

$$\begin{aligned}
 &= \text{Gaya lintang maksimal antara Ruva dan Ruvb akibat BGT} \\
 &= \text{RVa akibat BGT} \\
 &= 31,752 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

Vu total

$$\begin{aligned}
 &= \text{Vu DL} + \text{Vu LL} \\
 &= -0,1625 \text{ ton} + 31,752 \text{ ton} \\
 &= 31,5895 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

➤ Gaya Momen

Momen akibat qUDL

$$\begin{aligned}
 &= (q \text{ UDL} \times \frac{L}{2} \times \text{L.segmen}) - (0,5 \times q\text{UDL} \times (\text{L.segmen})^2) \\
 &= (4,3137 \text{ t/m} \times \frac{14 \text{ m}}{2} \times 7 \text{ m}) - (0,5 \times 4,3137 \text{ t/m} \times (7)^2) \\
 &= 105,6869 \text{ ton.m}
 \end{aligned}$$

Momen akibat P diafargma

$$\begin{aligned}
 &= ((n. \text{ diafragma} / 2) \times \text{Pu diafragma} \times \text{L.segmen}) - \text{Pu} \\
 &\text{Diafragma} \times (\text{L segmen} \times 0,3) \\
 &= (\frac{5}{2} \times 0,325 \times 7) - 0,325 \times (7 \times 0,3) \\
 &= 3,51 \text{ ton. m}
 \end{aligned}$$

Momen Akibat qULL

$$\begin{aligned}
 &= (q_{ULL} \times L/2 \times L.\text{segmen}) - (0.5 \times q_{ULL} \times (L.\text{segmen})^2) \\
 &= (2,993 \text{ t/m} \times \frac{14}{2} \text{ m} \times 7 \text{ m}) - (0.5 \times 2,993 \text{ t/m} \times (7^2)) \\
 &= 73,31625 \text{ ton.m}
 \end{aligned}$$

Momen Akibat Beban Hidup Terpusat (Pu BGT)

$$\begin{aligned}
 &= P_u \text{ BGT} \times (L - L.\text{segmen})/L \times L.\text{segmen} \\
 &= 21,609 \text{ ton} \times \frac{14-7}{14} \times 7 \text{ m} \\
 &= 75,6315 \text{ ton.m}
 \end{aligned}$$

MU Total

$$\begin{aligned}
 &M_{qUDL} + M_u \text{ diafragma} + M_{qULL} + M_u \text{ BGT} \\
 &= 105,6869 + 3,51 + 73,31625 + 75,6315 \\
 &= 258,1440 \text{ tm}
 \end{aligned}$$

#### ➤ Penulangan Girder

$$m = \frac{f_y}{\phi \times 0.85}, f_y = 320 \text{ Mpa}, f_c' = 25 \text{ Mpa}$$

$$\begin{aligned}
 m &= \frac{320}{0.8 \times 0.85} \\
 &= 16
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_u &= M_u \text{ total} \\
 &= 2581440125 \text{ Nmm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_n &= \frac{M_u}{0.8} \\
 &= \frac{2581440125}{0.8} \\
 &= 3226800156 \text{ Nmm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 R_n &= \frac{M_n}{b \times d^2} \\
 &= \frac{3226800156}{500 \times (1050)^2} \\
 &= 5,854
 \end{aligned}$$

$$\rho_{\text{balance}} = 0.85 \times \frac{\beta_1}{f_y} \times f_c' \times \left( \frac{600}{600 + f_y} \right)$$

$$= 0.0368$$

$$= 0.85 \times \frac{0.85}{320} \times 25 \times \frac{600}{920}$$

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y}$$

$$= \frac{1,4}{320}$$

$$= 0,0044$$

$$\rho_{\max} = 0,75 \rho_{\text{balance}}$$

$$= 0.75 \times 0.0368$$

$$= 0.0276$$

$$\rho_{\text{perlu}}$$

$$= \frac{1}{m} \times \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 m R_n}{f_y}} \right)$$

$$= \frac{1}{16} \times \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 18,286 \times 5,854}{320}} \right)$$

$$= 0.0223$$

### Kontrol

$$\rho_{\text{perlu}} > \rho_{\min}$$

$$0.0223 > 0,0044$$

Maka yang digunakan  $\rho$  perlu

As perlu

$$= \rho \times b \times d_x$$

$$= 0.0223 \times 500 \text{ mm} \times 1050 \text{ mm}$$

$$= 11683.7104 \text{ mm}^2$$

Digunakan D32

As terpasang

$$= \frac{1}{4} \times \pi \times d^2$$

$$= 0.25 \times 3.14 \times (32^2)$$

$$= 804,2477 \text{ mm}^2$$

Dibutuhkan tulangan sejumlah

$$N = \frac{As \text{ perlu}}{As \text{ terpasang}}$$

$$= \frac{11683.7104}{804,2477} = 15 \text{ buah}$$

**Digunakan D32 sebanyak 15 buah**

Untuk menjamin agar girder bersifat duktail, maka harus dipasang tulangan tekan sebesar,

As perlu

$$\begin{aligned}
 &= \rho \times b \times d \\
 &= 0.0044 \times 500 \text{ mm} \times 1050 \text{ mm} \\
 &= 2296,875 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Digunakan D32

As terpasang

$$\begin{aligned}
 &= \frac{1}{4} \times \pi \times d^2 \\
 &= 0.25 \times 3.14 \times (32^2) \\
 &= 804,2477 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 N &= \frac{As \text{ perlu}}{As \text{ terpasang}} \\
 &= \frac{2296,875}{4746,875} = 2,8 \text{ buah}
 \end{aligned}$$

( dijadikan pembulatan menjadi 4 buah )

**Digunakan tulangan tekan D32 sebanyak 4 buah**

➤ Perencanaan sengkang

$$\begin{aligned}
 V_u &= 315895 \text{ N} \\
 V_c &= \frac{1}{6} \times b \times d \times \sqrt{f_c'} \\
 &= \frac{1}{6} \times 500 \times 1050 \times \sqrt{25} \\
 &= 437500 \text{ N} \\
 V_{s \text{ min}} &= \frac{b \times d}{3} \\
 &= \frac{500 \times 1050}{3} \\
 &= 175000 \text{ N}
 \end{aligned}$$

Kontrol,

1.  $V_u \leq 0,5 \times \emptyset \times V_c$   
 $315895 \leq 153125$  ( TIDAK OK )
2.  $0,5 \times \emptyset \times V_c \leq V_u \leq \emptyset \times V_c$   
 $153125 \geq 315895 \leq 306250$  ( TIDAK OK )
3.  $\emptyset \times V_c \leq V_u \leq \emptyset \times (V_c + V_{s \text{ min}})$   
 $306250 \geq 315895 \leq 428750$  (OK )
4.  $\emptyset \times (V_c + V_{s \text{ min}}) \leq V_u \leq \emptyset \times (V_c + 1/3 \times \sqrt{f_c'} \times b \times d)$

$$428750 \geq 315895 \leq 918750 \text{ (TIDAK OK)}$$

5.  $(V_c + 1/3 \times \sqrt{f_c'} \times b \times d) \leq V_u \leq \phi (V_c + 2/3 \sqrt{f_c'} \times b \times d)$

$$918750 \geq 315895 \leq 153125 \text{ (TIDAK OK)}$$

Didapatkan dari kontrol perhitungan diatas masuk pada kondisi 3. Maka perlu tulangan geser, untuk menjaga kestabilan struktur maka tetap direncanakan menggunakan tulangan geser 2 kaki dengan Ø12.

$$A_v = 2 \times A_s$$

$$= 2 \times 0,25 \times \pi \times \phi^2$$

$$= 2 \times 0,25 \times 3,14 \times 144$$

$$= 226,08 \text{ mm}^2$$

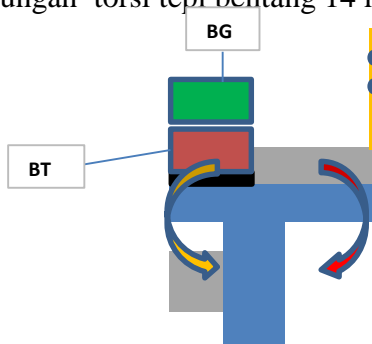
$$S = \frac{A_s \times f_y \times d}{V_s}$$

$$= \frac{226,08 \times 280 \times 1050}{175000}$$

$$= 379,814 \text{ mm}$$

Maka untuk tulangan geser digunakan Ø 12 -300

#### 4.2.6.2 Perhitungan torsi tepi bentang 14 m



Gambar 4.10 .Permodelan pembebanan torsi gieder tepi

- **Segmen 1,75 m**

1. Perhitungan momen

- **Mu A ( ruas kanan )**

**Akibat Beban hidupTrottoar**

Bid Tu Trotoar = 0 dianggap tanpa pejalan kaki

**Akibat Beban Trotoar**

$$\begin{aligned} \text{Mt Trotoar} &= 0,5 \times q_{\text{trotoar}} \times \left(\frac{S}{2}\right)^2 \\ &= 0,5 \times 0,542 \times \left(\frac{1,75}{2}\right)^2 \\ &= 0,2393 \text{ ton. m/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Mtu Trotoar} &= \text{Mt Trotoar} \times 1,3 \\ &= 0,2393 \times 1,3 \\ &= 0,3110 \text{ tm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Tu Trotoar} &= \text{Mtu Trotoar} \times \frac{L}{2} \\ &= 0,3110 \times \frac{14}{2} \\ &= 2,1772 \text{ ton. m} \end{aligned}$$

Bid Tu Trotoar

$$\begin{aligned} &= \text{Tu Trotoar} - \text{Mtu Trotoar} \times L \text{ segmen} \\ &= 2,1772 + 0,3110 \times 1,75 \\ &= 1,6329 \text{ ton. m} \end{aligned}$$

**Akibat Beban Plat kantilever**

$$\begin{aligned} \text{Mt Plat} &= 0,5 \times t_s \times \left(\frac{S}{2}\right)^2 \\ &= 0,5 \times 0,25 \times \left(\frac{1,75}{2}\right)^2 \\ &= 0,0957 \text{ ton. m/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Mtu Plat} &= \text{Mt Plat} \times 1,3 \\ &= 0,0957 \times 1,3 \\ &= 0,1244 \text{ tm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Tu Plat} &= \text{Mtu Plat} \times \frac{L}{2} \\ &= 0,1244 \times \frac{14}{2} \\ &= 0,8709 \text{ ton. m} \end{aligned}$$

$$\text{Bid Tu Plat} = \text{Tu Plat} - \text{Mtu Plat} \times L \text{ segmen}$$

$$= 0,8709 + 0,1244 \times 1,75$$

$$= 0,6532 \text{ ton. m}$$

### **Akibat Beban Tiang Sandaran**

Mt Tiang

$$= Q_{\text{mati tiang}} \times (\text{lebar lantai trotoar} - B_w)$$

$$= 0,14852 \times (1 \times 0,5)$$

$$= 0,00743 \text{ ton.m/m}$$

$$\text{Mtu Tiang} = \text{Mt Plat} \times 1,3$$

$$= 0,00743 \times 1,3$$

$$= 0,0965 \text{ tm}$$

$$\text{Tu Tiang} = \text{Mtu Plat} \times \frac{L}{2}$$

$$= 0,0965 \times \frac{1,75}{2}$$

$$= 0,6758 \text{ ton. m}$$

$$\text{Bid Tu Tiang}$$

$$= \text{Tu Tiang} - \text{MtuTiang} \times L \text{ segmen}$$

$$= 0,6758 + 0,0965 \times 1,75$$

$$= 0,5068 \text{ ton. m}$$

$$\text{TU kanan total} = 2,7929 \text{ ton. m}$$

### **- MuB ( ruas kiri )**

#### **Akibat BTR**

$$\text{Mt BTR} = 0,5 \times q_{\text{BTR}} \times \left(\frac{S}{2}\right)^2$$

$$= 0,5 \times 0,9 \times \left(\frac{1,75}{2}\right)^2$$

$$= 0,3445 \text{ ton.m/m}$$

$$\text{Mtu BTR} = \text{Mt BTR} \times 1,8$$

$$= 0,3445 \times 1,8$$

$$= 0,6202 \text{ tm}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Tu BTR} &= \text{Mtu BTR} \times \frac{L}{2} \\
 &= 0,6202 \times \frac{14}{2} \\
 &= 4,3411 \text{ ton.m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Bid Tu BTR} &= \text{Tu BTR} - \text{Mtu BTR} \times L \text{ segmen} \\
 &= 4,3411 + 0,6202 \times 1,75 \\
 &= 3,2558 \text{ ton.m}
 \end{aligned}$$

### **Akibat BGT**

$$\begin{aligned}
 \text{Mt BGT} &= 0,5 \times q\text{BTR} \times \left(\frac{S}{2}\right)^2 \\
 &= 0,5 \times 4,9 \times \left(\frac{1,75}{2}\right)^2 \\
 &= 1,8758 \text{ ton.m/m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Mtu BGT} &= \text{Mt BTR} \times 1,8 \times \text{faktor kejut} \\
 &= 1,8758 \times 1,8 \times 1,4 \\
 &= 4,7270 \text{ tm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Tu BGT A} &= \frac{L - L\text{segmen}}{2} \times \text{Mu} \\
 &= \frac{14 - 1,75}{2} \times 4,7270 \\
 &= 4,1316 \text{ ton.m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Tu BGT B} &= \frac{L\text{segmen}}{L} \times \text{Mu} \\
 &= \frac{1,75}{14} \times 4,7270 \\
 &= 0,5909 \text{ ton.m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Tu LL} &= \frac{L\text{segmen}}{L} \times \text{Mu} \\
 &= \frac{1,75}{14} \times 4,7270 \\
 &= 4,1361 \text{ ton.m}
 \end{aligned}$$



$$\begin{aligned}
 \text{TU total1} &= \text{Tu LL} + \text{bid Tu BTR} \\
 &= 3,2558 + 4,7907 \\
 &= 7,3919 \text{ ton. m}
 \end{aligned}$$

### **Akibat Beban Aspal**

$$\begin{aligned}
 \text{Mt Aspal} &= 0,5 \times q_{\text{aspal}} \times \left(\frac{S}{2}\right)^2 \\
 &= 0,5 \times 0,462 \times \left(\frac{1,75}{2}\right)^2 \\
 &= 0,1769 \text{ ton. m/m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Mtu Aspal} &= \text{Mt aspal} \times 1,3 \\
 &= 0,1769 \times 1,3 \\
 &= 0,2299 \text{ tm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Tu Aspal} &= \text{Mtu aspal} \times \frac{L}{2} \\
 &= 0,6202 \times \frac{14}{2} \\
 &= 1,6094 \text{ ton. m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Bid Tu Aspal} &= \text{Tu aspal} - \text{Mtu aspal} \times L. \text{ segmen} \\
 &= 1,6094 - 0,2299 \times 1,75 \\
 &= 1,2071 \text{ ton. m}
 \end{aligned}$$

### **Akibat Beban Plat Lantai**

$$\begin{aligned}
 \text{Mt Plat lantai} &= 0,5 \times (t_s \times B_v \text{ beton} \times \left(\frac{s}{2} - \frac{B_w}{2000}\right) \times \left(\frac{S}{2}\right)^2 \\
 &= 0,5 \times 0,25 \times 2,5 \times \left(\frac{1,75}{2} - \frac{500}{2000}\right) \times \left(\frac{1,75}{2}\right)^2 \\
 &= 0,1495 \text{ ton.m/m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Mtu Plat lantai} &= \text{Mt Aspal} \times 1,3 \\
 &= 0,1495 \times 1,8 \\
 &= 0,1944 \text{ tm}
 \end{aligned}$$

$$\text{Tu Plat} = \text{Mtu} \times \frac{L}{2}$$

$$= 0,1944 \times \frac{14}{2}$$

$$= 1,3608 \text{ ton.m}$$

$$\begin{aligned} \text{Bid Tu Plat} &= \text{Tu Plat} - \text{Mtu Plat} \times \text{L. segmen} \\ &= 1,3608 - 0,1944 \times 1,75 \\ &= 1,0206 \text{ ton.m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{TU total 2} &= \text{Bid Tu Aspal} + \text{Bid Tu Plat} \\ &= 1,2071 + 1,0206 \\ &= 2,2276 \text{ ton.m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{TU kiri total} &= \text{Tu total 1} + \text{Tu total 2} \\ &= 7,3919 + 2,79 \\ &= 9,6 \text{ ton.m} \end{aligned}$$

Torsi Ruas kiri lebih besar maka  $\Delta \text{ Tu total} = 6,8266$

## 2. Perhitungan tulangan torsi

$$F_c' = 25 \text{ Mpa}$$

$$F_y = 280 \text{ Mpa}$$

$$\phi = 0,7$$

$$h = 1600 \text{ mm}$$

$$b = 700 \text{ mm}$$

$$d' = 50 \text{ mm}$$

$$d = 1550 \text{ mm}$$

Keterangan :

Acp = Luas penampang solid

Aoh = Luas penampang yang dibatasi tul. Torsi

Pcp = Keliling luar penampang

Ph = Keliling yang dibatasi tul. Senggang

$$\begin{aligned} T_n &= \frac{T_u}{\phi} \\ &= \frac{6,8266}{0,7} \end{aligned}$$

$$= 9,7523$$

$$\begin{aligned} A_{cp} &= b \times h \\ &= 500 \times 1100 \\ &= 550000 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_{cp} &= 2 \times (b + h) \\ &= 2 \times (500 + 1100) \\ &= 3200 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{oh} &= (h - 2 \times d') \times (b - 2 \times d') \\ &= (1100 - 2 \times 50) \times (500 - 2 \times 50) \\ &= 400000 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_h &= 2 \times (h - 2 \times d') + (b - 2 \times d') \\ &= 2 \times (1100 - 2 \times 50) + (500 - 2 \times 50) \\ &= 2400 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_o &= 0,85 \times A_{oh} \\ &= 0,85 \times 400000 \\ &= 340000 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} T_u \text{ max} &= 0,6 \times \frac{\sqrt{f_c'} \times (b_w \times h)^2}{3 \times (2 \times b_w + h) \times 10000000} \\ &= 0,6 \times \frac{\sqrt{25} \times (500 \times 1100)^2}{3 \times (2 \times 500 + 1100) \times 10000000} \\ &= 9,4531 \text{ ton.m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} T_u \text{ min} &= 0,6 \times \frac{\sqrt{f_c'} \times (b_w \times h)^2}{12 \times (2 \times b_w + h) \times 10000000} \\ &= 0,6 \times \frac{\sqrt{25} \times (500 \times 1100)^2}{12 \times (2 \times 500 + 1100) \times 10000000} \\ &= 2,228 \text{ ton.m} \end{aligned}$$

Kontrol  $T_u$  :

$$T_u \text{ min} < T_u < T_u \text{ max}$$

$$2,228 < 6,8266 < 9,4531 \quad \text{OK}$$

Pada hasil diatas, torsi yang terjadi lebih dari torsi minimum, maka diperlukan perhitungan lanjutan.

Kontrol Penampang :

$$\sqrt{\frac{Vu \times 10000}{bw \times d}} + 2 \left( \frac{ph \times Tu \times 10000000}{(1,7 \times (Aoh)^2)^2} \right) < 0,6 \times \left( \frac{Vc \times 10000}{bw - d} + 2 \frac{\sqrt{fc}}{3} \right)$$

$$1,1998 < 2,3564 \quad \text{CUKUP}$$

$$Tu = 7,1684$$

$$\frac{Av}{s} = \frac{Vsperlu \times 10000}{bw \times d}$$

$$\frac{Avt}{s} = 0,9896$$

$$2 \frac{At}{s} = \frac{2 \times Tu \times 10000000}{2 \times bw \times Aoh}$$

$$2 \frac{Avt}{s} = 0,6589$$

$$Avt / s = 0,9896 + 0,6589$$

$$= 1,6485$$

Dipasang sengkang D12 -125

$$AI = \frac{\frac{2Ast}{s} \times ph \times \frac{fy}{fy}}{2}$$

$$= 790,6269 \text{ mm}^2$$

$$AI/4 = 327,5086 \text{ (diambil dari pembagian terbesar)}$$

$$T = As \times fy$$

$$= 104802,74 \text{ N}$$

$$a = \frac{T}{0,85 \times fc' \times bw}$$

$$= 9,8638 \text{ mm}$$

$$Mu \text{ torsi} = 0,8 \times T \times (d - a) / 2 \times 10000000$$

$$= 8,7621 \text{ ton.m}$$

$$\text{Mu total} = 121.1151 \text{ ton.m}$$

Direncanakan tulangan torsi lentur bawah dengan diameter 8 D  
32

$$\begin{aligned} \text{Setelah ditambah akibat torsi} &= \frac{1}{4} \times \pi \times d^2 \times n \\ &= 6433,9818 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} T &= \frac{A_s}{f_y} \\ &= \frac{6433,9818}{320} \\ &= 2058874.2 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} a &= \frac{T}{0,85 \times f_c' \times b \times w} \\ &= 193,7764 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Mu torsi} &= 0,8 \times T \times (d - a) / 2) \times 10000000 \\ &= 156,987 \text{ ton.m} \end{aligned}$$

Mu terpasang > Mu perlu  
156,987 > 121.1151 OK

Direncanakan tulangan torsi lentur samping dengan diameter 2 D  
16

$$\begin{aligned} \text{Setelah ditambah akibat torsi} &= \frac{1}{4} \times \pi \times d^2 \times n \\ &= 402.1239 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} T &= \frac{A_s}{f_y} \\ &= \frac{402,1239}{320} \\ &= 128679.635 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} a &= \frac{T}{0,85 \times f_c' \times b \times w} \\ &= 12.110 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Mu torsi} &= 0,8 \times T (d - a)/2) 10000000 \\ &= 10,7468 \text{ ton.m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Mu terpasang} &> \text{Mu perlu} \\ 10,7468 &> 8,7621 \quad \text{OK}\end{aligned}$$

Direncanakan tulangan torsi lentur atas dengan diameter 4 D 25

$$\begin{aligned}\text{Setelah ditambah akibat torsi} &= \frac{1}{4} \times \pi \times d^2 \times n \\ &= 1963,49 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}T &= \frac{As}{f_y} \\ &= \frac{1963,49}{320} \\ &= 628318,531 \text{ N}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}a &= \frac{T}{0,85 \times f_c' \times b w} \\ &= 42,2399 \text{ mm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Mu torsi} &= 0,8 \times T (d - a)/2) 10000000 \\ &= 51,2925 \text{ ton.m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Mu terpasang} &> \text{Mu perlu} \\ 51,2925 &> 5,2980 \quad \text{OK}\end{aligned}$$

• **Segmen 3,5 m**

1. Perhitungan momen

- **Mu A ( ruas kanan )**

**Akibat Beban hidup Trotoar**

Bid Tu Trotoar = 0 ton.m dianggap tanpa pejalan kaki

**Akibat Beban Trotoar**

$$\begin{aligned}
 \text{Mt Trotoar} &= 0,5 \times q_{\text{trotoar}} \times \left(\frac{S}{2}\right)^2 \\
 &= 0,5 \times 0,542 \times \left(\frac{1,75}{2}\right)^2 \\
 &= 0,2393 \text{ ton. m/m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Mtu Trotoar} &= \text{Mt Trotoar} \times 1,3 \\
 &= 0,2393 \times 1,3 \\
 &= 0,3110 \text{ tm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Tu Trotoar} &= \text{Mtu Trotoar} \times \frac{L}{2} \\
 &= 0,3110 \times \frac{14}{2} \\
 &= 2,1772 \text{ ton. m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Bid Tu Trotoar} &= \text{Tu Trotoar} - \\
 &\quad \text{Mtu Trotoar} \times L. \text{ segmen} \\
 &= 2,1772 + 0,3110 \times 3,5 \\
 &= 1,0886 \text{ ton. m}
 \end{aligned}$$

#### **Akibat Beban Plat kantilever**

$$\begin{aligned}
 \text{Mt Plat} &= 0,5 \times t_s \times \left(\frac{S}{2}\right)^2 \\
 &= 0,5 \times 0,25 \times \left(\frac{1,75}{2}\right)^2 \\
 &= 0,0957 \text{ ton. m/m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Mtu Plat} &= \text{Mt Plat} \times 1,3 \\
 &= 0,0957 \times 1,3 \\
 &= 0,1244 \text{ tm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Tu Plat} &= \text{Mtu Plat} \times \frac{L}{2} \\
 &= 0,1244 \times \frac{14}{2} \\
 &= 0,8709 \text{ ton. m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Bid Tu Plat} &= \text{Tu Plat} - \text{Mtu Plat} \times L. \text{ segmen} \\
 &= 0,8709 + 0,1244 \times 3,5 \\
 &= 0,4354 \text{ ton. m}
 \end{aligned}$$

**Akibat Beban Tiang Sandaran**

Mt Tiang

$$\begin{aligned}
 &= Q_{\text{mati tiang}} \times (\text{lebar lantai trotoar} - B_w) \\
 &= 0,14852 \times (1 \times 0,5) \\
 &= 0,00743 \text{ ton.m/m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Mtu Tiang} &= \text{Mt Plat} \times 1,3 \\
 &= 0,00743 \times 1,3 \\
 &= 0,00965 \text{ tm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Tu Tiang} &= \text{Mtu Plat} \times \frac{L}{2} \\
 &= 0,00965 \times \frac{14}{2} \\
 &= 0,6758 \text{ ton.m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Bid Tu Tiang} &= \text{Tu Tiang} - \text{MtuTiang} \times L. \text{ segmen} \\
 &= 0,6758 - 0,00965 \times 3,5 \\
 &= 0,3379 \text{ ton.m}
 \end{aligned}$$

$$\text{TU kanan total} = 1.862 \text{ ton.m}$$

**- MuB ( ruas kiri )****Akibat BTR**

$$\begin{aligned}
 \text{Mt BTR} &= 0,5 \times q_{\text{BTR}} \times \left(\frac{S}{2}\right)^2 \\
 &= 0,5 \times 0,9 \times \left(\frac{1,75}{2}\right)^2 \\
 &= 0,3445 \text{ ton.m/m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Mtu BTR} &= \text{Mt BTR} \times 1,8 \\
 &= 0,3445 \times 1,8 \\
 &= 0,6202 \text{ tm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Tu BTR} &= \text{Mtu BTR} \times \frac{L}{2} \\
 &= 0,6202 \times \frac{14}{2} \\
 &= 4,3411 \text{ ton.m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Bid Tu BTR} &= \text{Tu BTR} - \text{Mtu BTR} \times L. \text{ segmen} \\
 &= 4,3411 - 0,6202 \times 3,5 \\
 &= 2,1705 \text{ ton.m}
 \end{aligned}$$



**Akibat BGT**

$$\begin{aligned}
 \text{Mt BGT} &= 0,5 \times q_{\text{BTR}} \times \left(\frac{S}{2}\right)^2 \\
 &= 0,5 \times 4,9 \times \left(\frac{1,75}{2}\right)^2 \\
 &= 1,8758 \text{ ton. m/m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Mtu BGT} &= \text{Mt BTR} \times 1,8 \times \text{faktor kejut} \\
 &= 1,8758 \times 1,8 \times 1,4 \\
 &= 4,7270 \text{ tm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Tu BGT A} &= \frac{L - L_{\text{segmen}}}{2} \times \text{Mu} \\
 &= \frac{14 - 3,5}{2} \times 4,7270 \\
 &= 3,5452 \text{ ton. m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Tu BGT B} &= \frac{L_{\text{segmen}}}{L} \times \text{Mu} \\
 &= \frac{3,5}{14} \times 4,7270 \\
 &= 1,1817 \text{ ton. m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Tu LL} &= \frac{L_{\text{segmen}}}{L} \times \text{Mu} \\
 &= \frac{3,5}{14} \times 4,7270 \\
 &= 3,452 \text{ ton. m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{TU total1} &= \text{Tu LL} + \text{bid Tu BTR} \\
 &= 3,452 + 2,1705 \\
 &= 5,7158 \text{ ton. m}
 \end{aligned}$$

**Akibat Beban Aspal**

$$\begin{aligned}
 \text{Mt Aspal} &= 0,5 \times q_{\text{aspal}} \times \left(\frac{S}{2}\right)^2 \\
 &= 0,5 \times 0,462 \times \left(\frac{1,75}{2}\right)^2 \\
 &= 0,1769 \text{ ton. m/m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Mtu Aspal} &= \text{Mt aspal} \times 1,3 \\
 &= 0,1769 \times 1,3 \\
 &= 0,2299 \text{ tm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Tu Aspal} &= \text{Mtu aspal} \times \frac{L}{2} \\
 &= 0,6202 \times \frac{14}{2} \\
 &= 1,6094 \text{ ton. m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Bid Tu Aspal} &= \text{Tu aspal} - \text{Mtu aspal} \times L. \text{ segmen} \\
 &= 1,6094 - 0,2299 \times 3,5 \\
 &= 0,8047 \text{ ton. m}
 \end{aligned}$$

### **Akibat Beban Plat Lantai**

Mt Plat lantai

$$\begin{aligned}
 &= 0,5 \times (ts \times Bv \text{ beton} \times (\frac{s}{2} - \frac{Bw}{2000}) \times (\frac{s}{2})^2) \\
 &= 0,5 \times 0,25 \times 2,5 \times (\frac{1,75}{2} - \frac{500}{2000}) \times (\frac{1,75}{2})^2 \\
 &= 0,1495 \text{ ton. m/m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Mtu Plat lantai} &= \text{Mt Aspal} \times 1,3 \\
 &= 0,1495 \times 1,8 \\
 &= 0,1944 \text{ tm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Tu Plat} &= \text{Mtu} \times \frac{L}{2} \\
 &= 0,1944 \times \frac{14}{2} \\
 &= 1,3608 \text{ ton. m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Bid Tu Plat} &= \text{Tu Plat} - \text{Mtu Plat} \times L. \text{ segmen} \\
 &= 1,3608 - 0,1944 \times 3,5 \\
 &= 1,0206 \text{ ton. m}
 \end{aligned}$$

$$\text{TU total 2} = \text{Bid Tu Aspal} + \text{Bid Tu Plat}$$

$$\begin{aligned}
 &= 0,8047 + 1,0206 \\
 &= 2,2276 \text{ ton. m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{TU kiri total} &= \text{Tu total 1} + \text{Tu total 2} \\
 &= 7,3919 + 2,2276 \\
 &= 9,6 \text{ ton. m}
 \end{aligned}$$

Torsi Ruas kiri lebih besar maka  $\Delta \text{ Tu total} = 5.3389$

## 2. Perhitungan tulangan torsi

$$F_c' = 25 \text{ Mpa}$$

$$F_y = 280 \text{ Mpa}$$

$$\phi = 0,7$$

$$h = 1600 \text{ mm}$$

$$b = 700 \text{ mm}$$

$$d' = 50 \text{ mm}$$

$$d = 1550 \text{ mm}$$

Keterangan :

$$A_{cp} = \text{Luas penampang solid}$$

$$A_{oh} = \text{Luas penampang yang dibatasi tul. Torsi}$$

$$P_{cp} = \text{Keliling luar penampang}$$

$$P_h = \text{Keliling yang dibatasi tul. Sengkang}$$

$$\begin{aligned}
 T_n &= \frac{T_u}{\phi} \\
 &= \frac{5,3389}{0,7} \\
 &= 7.627
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_{cp} &= b \times h \\
 &= 500 \times 1100 \\
 &= 550000 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 P_{cp} &= 2 \times (b + h) \\
 &= 2 \times (500 + 1100) \\
 &= 3200 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_{oh} &= (h - 2 \times d') \times (b - 2 \times d') \\
 &= (1100 - 2 \times 50) \times (500 - 2 \times 50) \\
 &= 400000 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Ph &= 2 \times (h - 2 \times d') + (b - 2 \times d') \\
 &= 2 \times (1100 - 2 \times 50) + (500 - 2 \times 50) \\
 &= 2400 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_o &= 0,85 \times A_{oh} \\
 &= 0,85 \times 400000 \\
 &= 340000 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 T_u \text{ max} &= 0,6 \times \frac{\sqrt{f_c'} \times (b_w \times h)^2}{3 \times (2 \times b_w + h) \times 10000000} \\
 &= 0,6 \times \frac{\sqrt{25} \times (500 \times 1100)^2}{3 \times (2 \times 500 + 1100) \times 10000000} \\
 &= 9,4531 \text{ ton. m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 T_u \text{ min} &= 0,6 \times \frac{\sqrt{f_c'} \times (b_w \times h)^2}{12 \times (2 \times b_w + h) \times 10000000} \\
 &= 0,6 \times \frac{\sqrt{25} \times (500 \times 1100)^2}{12 \times (2 \times 500 + 1100) \times 10000000} \\
 &= 2,228 \text{ ton. m}
 \end{aligned}$$

Kontrol  $T_u$  :

$$T_u \text{ min} < T_u < T_u \text{ max}$$

$$2,228 < 5,3389 < 9,4531 \quad \text{Ok}$$

Pada hasil diatas, torsi yang terjadi lebih dari torsi minimum, maka diperlukan perhitungan lanjutan.

Kontrol Penampang :

$$\sqrt{\frac{V_u \times 10000}{b_w \times d}} + 2 \left( \frac{p_h \times T_u \times 10000000}{(1,7 \times (A_{oh})^2)^2} \right) < 0,6 \times \left( \frac{V_c \times 10000}{b_w - d} + 2 \frac{\sqrt{f_c}}{3} \right)$$

$$1,0046 < 2,3596 \quad \text{CUKUP}$$

$$T_u = 7,627$$

$$\frac{Av}{s} = \frac{Vsperlu \times 10000}{bw \times d}$$

$$\frac{Avt}{s} = 0,6762$$

$$2 \frac{At}{s} = \frac{2 \times Tu \times 10000000}{2 \times bw \times Aoh}$$

$$2 \frac{Avt}{s} = 0,701$$

$$Avt / s = 0,6762 + 0,701$$

$$= 1,3772$$

Dipasang sengkang D12 -150

$$AI = \frac{\frac{2Ast}{s}}{2} \times ph \times \frac{fy}{fy}$$

$$= 841.216 \text{ mm}^2$$

$$AI/4 = 327,5086 \text{ (diambil dari pembagian terbesar)}$$

$$T = As \times fy$$

$$= 104802,74 \text{ N}$$

$$a = \frac{T}{0,85 \times fc' \times bw}$$

$$= 9,8638 \text{ mm}$$

$$\text{Mu torsi} = 0,8 \times T \times (d - a) / 2 \times 10000000$$

$$= 8,7621 \text{ ton.m}$$

$$\text{Mu total} = 201.5413 \text{ ton.m}$$

Direncanakan tulangan torsi lentur bawah dengan diameter 12 D  
32

$$\text{Setelah ditambah akibat torsi} = \frac{1}{4} \times \pi \times d^2 \times n$$

$$= 9650,9726 \text{ mm}^2$$

166

$$\begin{aligned} T &= \frac{As}{f_y} \\ &= \frac{9650,9726}{320} \\ &= 3088311,2 \text{ N} \\ a &= \frac{T}{0,85 \times f_c' \times b \times w} \\ &= 290,6646 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Mu torsi} &= 0,8 \times T \times (d - a)/2 \times 10000000 \\ &= 223,5116 \text{ ton.m} \end{aligned}$$

Mu terpasang > Mu perlu  
223,5116 > 201.5413 OK

Direncanakan tulangan torsi lentur samping dengan diameter 2 D 16

$$\begin{aligned} \text{Setelah ditambah akibat torsi} &= \frac{1}{4} \times \pi \times d^2 \times n \\ &= 402.1239 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} T &= \frac{As}{f_y} \\ &= \frac{402,1239}{320} \\ &= 128679.635 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} a &= \frac{T}{0,85 \times f_c' \times b \times w} \\ &= 12.110 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Mu torsi} &= 0,8 \times T \times (d - a)/2 \times 10000000 \\ &= 10.7468 \text{ ton.m} \end{aligned}$$

Mu terpasang > Mu perlu  
10,7468 > 8,7621 OK

Direncanakan tulangan torsi lentur atas dengan diameter 4 D 25

$$\begin{aligned} \text{Setelah ditambah akibat torsi} &= \frac{1}{4} \times \pi \times d^2 \times n \\ &= 1963,49 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 T &= \frac{As}{f_y} \\
 &= \frac{1963,49}{320} \\
 &= 628318,531 \text{ N} \\
 a &= \frac{T}{0,85 \times f_c' \times b \times d} \\
 &= 42,2399 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Mu torsi} &= 0,8 \times T \times (d - a)/2 = 10000000 \\
 &= 51,2925 \text{ ton.m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Mu terpasang} &> \text{Mu perlu} \\
 51,2925 &> 8.7621 \quad \text{OK}
 \end{aligned}$$

• **Segmen 5,25 m**

1. Perhitungan momen

- **Mu A ( ruas kanan )**

**Akibat Beban hidup Trotoar**

Bid Tu Trotoar = 0 ton.m dianggap tanpa pejalan kaki

**Akibat Beban Trotoar**

$$\text{Mt Trotoar} = 0,5 \times q_{\text{trotoar}} \times \left(\frac{S}{2}\right)^2$$

$$= 0,5 \times 0,542 \times \left(\frac{1,75}{2}\right)^2$$

$$= 0,2393 \text{ ton.m/m}$$

$$\text{Mtu Trotoar} = \text{Mt Trotoar} \times 1,3$$

$$= 0,2393 \times 1,3$$

$$= 0,3110 \text{ tm}$$

$$\text{Tu Trotoar} = \text{Mtu Trotoar} \times \frac{L}{2}$$

$$= 0,3110 \times \frac{14}{2}$$

$$= 2,1772 \text{ ton.m}$$

$$\text{Bid Tu Trotoar} = \text{Tu Trotoar} -$$

$$\text{Mtu Trotoar} \times L \text{ segmen}$$

$$= 2,1772 + 0,3110 \times 5,25$$

$$= 0,5443 \text{ ton.m}$$

**Akibat Beban Plat kantilever**

$$\begin{aligned}
 \text{Mt Plat} &= 0,5 \times t_s \times \left(\frac{S}{2}\right)^2 \\
 &= 0,5 \times 0,25 \times \left(\frac{1,75}{2}\right)^2 \\
 &= 0,0957 \text{ ton.m/m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Mtu Plat} &= \text{Mt Plat} \times 1,3 \\
 &= 0,0957 \times 1,3 \\
 &= 0,1244 \text{tm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Tu Plat} &= \text{Mtu Plat} \times \frac{L}{2} \\
 &= 0,1244 \times \frac{14}{2} \\
 &= 0,8709 \text{ ton.m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Bid Tu Plat} &= \text{Tu Plat} - \text{Mtu Plat} \times L. \text{ segmen} \\
 &= 0,8709 - 0,1244 \times 5,25 \\
 &= 0,2177 \text{ton.m}
 \end{aligned}$$

**Akibat Beban Tiang Sandaran**

$$\begin{aligned}
 \text{Mt Tiang} &= Q_{\text{mati tiang}} \times (\text{lebar lantai trotoar} - B_w) \\
 &= 0,14852 \times (1 \times 0,5) \\
 &= 0,00743 \text{ ton.m / m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Mtu Tiang} &= \text{Mt Plat} \times 1,3 \\
 &= 0,00743 \times 1,3 \\
 &= 0,00965 \text{ tm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Tu Tiang} &= \text{Mtu Plat} \times \frac{L}{2} \\
 &= 0,00965 \times \frac{14}{2} \\
 &= 0,06758 \text{ ton.m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Bid Tu Tiang} &= \text{Tu Tiang} - \text{MtuTiang} \times L. \text{ segmen} \\
 &= 0,06758 - 0,00965 \times 5,25 \\
 &= 0,1689 \text{ ton.m}
 \end{aligned}$$



$$\text{TU kanan total} = 0.9310 \text{ ton. m}$$

- **MuB ( ruas kiri )**

**Akibat BTR**

$$\begin{aligned} \text{Mt BTR} &= 0,5 \times q_{\text{BTR}} \times \left(\frac{S}{2}\right)^2 \\ &= 0,5 \times 0,9 \times \left(\frac{1,75}{2}\right)^2 \\ &= 0,3445 \text{ ton. m/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Mtu BTR} &= \text{Mt BTR} \times 1,8 \\ &= 0,3445 \times 1,8 \\ &= 0,6202 \text{ tm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Tu BTR} &= \text{Mtu BTR} \times \frac{L}{2} \\ &= 0,6202 \times \frac{14}{2} \\ &= 4,3411 \text{ ton. m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Bid Tu BTR} &= \text{Tu BTR} - \text{Mtu BTR} \times L \text{ segmen} \\ &= 4,3411 - 0,6202 \times 5,25 \\ &= 1,0853 \text{ ton. m} \end{aligned}$$

**Akibat BGT**

$$\begin{aligned} \text{Mt BGT} &= 0,5 \times q_{\text{BTR}} \times \left(\frac{S}{2}\right)^2 \\ &= 0,5 \times 4,9 \times \left(\frac{1,75}{2}\right)^2 \\ &= 1,8758 \text{ ton. m/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Mtu BGT} &= \text{Mt BTR} \times 1,8 \times \text{faktor kejut} \\ &= 1,8758 \times 1,8 \times 1,4 \\ &= 4,7270 \text{ tm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Tu BGT A} &= \frac{L - L_{\text{segmen}}}{2} \times \text{Mu} \\ &= \frac{14 - 5,25}{2} \times 4,7270 \end{aligned}$$

$$= 2,9544 \text{ ton. m}$$

$$\begin{aligned} \text{Tu BGT B} &= \frac{L_{\text{segmen}}}{L} \times \text{Mu} \\ &= \frac{5,25}{14} \times 4,7270 \\ &= 1.7726 \text{ ton. m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Tu LL} &= \frac{L_{\text{segmen}}}{L} \times \text{Mu} \\ &= \frac{5,25}{14} \times 4,7270 \\ &= 2,9544 \text{ ton. m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{TU total1} &= \text{Tu LL} + \text{bid Tu BTR} \\ &= 2,9544 + 1,0853 \\ &= 4,0396 \text{ ton. m} \end{aligned}$$

### **Akibat Beban Aspal**

$$\begin{aligned} \text{Mt Aspal} &= 0,5 \times q_{\text{aspal}} \times \left(\frac{S}{2}\right)^2 \\ &= 0,5 \times 0,462 \times \left(\frac{1,75}{2}\right)^2 \\ &= 0,1769 \text{ ton. m/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Mtu Aspal} &= \text{Mt aspal} \times 1,3 \\ &= 0,1769 \times 1,3 \\ &= 0,2299 \text{ tm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Tu Aspal} &= \text{Mtu aspal} \times \frac{L}{2} \\ &= 0,2299 \times \frac{14}{2} \\ &= 1,6094 \text{ ton. m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Bid Tu Aspal} &= \text{Tu aspal} - \text{Mtu aspal} \times L_{\text{segmen}} \\ &= 1,6094 - 0,2299 \times 5,25 \\ &= 0,4024 \text{ ton. m} \end{aligned}$$

**Akibat Beban Plat Lantai**

Mt Plat lantai

$$\begin{aligned}
 &= 0,5 \times (ts \times Bv \text{ beton} \times (\frac{s}{2} - \frac{Bw}{2000}) \times (\frac{s}{2})^2 \\
 &= 0,5 \times 0,25 \times 2,5 \times (\frac{1,75}{2} - \frac{500}{2000}) \times (\frac{1,75}{2})^2 \\
 &= 0,1495 \text{ ton. m/m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Mtu Plat lantai} &= \text{Mt Aspal} \times 1,3 \\
 &= 0,1495 \times 1,8 \\
 &= 0,1944 \text{ tm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{TU Plat} &= \text{Mtu} \times \frac{L}{2} \\
 &= 0,1944 \times \frac{14}{2} \\
 &= 1,3608 \text{ ton. m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Bid TU Plat} &= \text{TU Plat} - \text{Mtu Plat} \times L \text{ segmen} \\
 &= 1,3608 - 0,1944 \times 5,25 \\
 &= 0,3402 \text{ ton. m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{TU total 2} &= \text{Bid TU Aspal} + \text{Bid TU Plat} \\
 &= 0,4024 + 0,3402 \\
 &= 0,7425 \text{ ton. m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{TU kiri total} &= \text{TU total 1} + \text{TU total 2} \\
 &= 4,0396 + 0,7425 \\
 &= 4,7822 \text{ ton. m}
 \end{aligned}$$

Torsi Ruas kiri lebih besar maka  $\Delta \text{ TU total} = 3,8512$ 

## 2. Perhitungan tulangan torsi

$$F_c' = 25 \text{ Mpa}$$

$$F_y = 280 \text{ Mpa}$$

$$\phi = 0,7$$

$$h = 1600 \text{ mm}$$

$$b = 700 \text{ mm}$$

$$d' = 50 \text{ mm}$$

$$d = 1550 \text{ mm}$$

Keterangan :

Acp = Luas penampang solid

Aoh = Luas penampang yang dibatasi tul. Torsi

Pcp = Keliling luar penampang

Ph = Keliling yang dibatasi tul. Sengkang

$$\begin{aligned} T_n &= \frac{T_u}{\phi} \\ &= \frac{3,2483}{0,7} \\ &= 3,3764 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{cp} &= b \times h \\ &= 500 \times 1100 \\ &= 550000 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_{cp} &= 2 \times (b + h) \\ &= 2 \times (500 + 1100) \\ &= 3200 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{oh} &= (h - 2 \times d') \times (b - 2 \times d') \\ &= (1100 - 2 \times 50) \times (500 - 2 \times 50) \\ &= 400000 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_h &= 2 \times (h - 2 \times d') + (b - 2 \times d') \\ &= 2 \times (1100 - 2 \times 50) + (500 - 2 \times 50) \\ &= 2400 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_o &= 0,85 \times A_{oh} \\ &= 0,85 \times 400000 \\ &= 340000 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} T_{u \text{ max}} &= 0,6 \times \frac{\sqrt{f_c'} \times (b_w \times h)^2}{3 \times (2 \times b_w + h) \times 10000000} \\ &= 0,6 \times \frac{\sqrt{25} \times (500 \times 1100)^2}{3 \times (2 \times 500 + 1100) \times 10000000} \\ &= 9,4531 \text{ ton.m} \end{aligned}$$

$$T_{u \text{ min}} = 0,6 \times \frac{\sqrt{f_c'} \times (b_w \times h)^2}{12 \times (2 \times b_w + h) \times 10000000}$$

$$\begin{aligned}
&= 0,6 \times \frac{\sqrt{25} \times (500 \times 1100)^2}{12 \times (2 \times 500 + 1100) \times 10000000} \\
&= 2,228 \text{ ton.m}
\end{aligned}$$

Kontrol  $T_u$  :

$$T_u \text{ min} < T_u < T_u \text{ max}$$

$$2,228 > 3,8512 < 9,4531 \quad \text{OK}$$

Pada hasil diatas, torsi yang terjadi lebih dari torsi minimum, maka diperlukan perhitungan lanjutan.

Kontrol Penampang :

$$\begin{aligned}
\sqrt{\frac{V_u \times 10000}{b_w \times d} + 2 \left( \frac{p_h \times T_u \times 10000000}{(1,7 \times (A_{oh})^2)^2} \right)} &< 0,6 \times \left( \frac{V_c \times 10000}{b_w - d} + 2 \frac{\sqrt{f_c}}{3} \right) \\
0,8031 &< 2,3596 \quad \text{CUKUP}
\end{aligned}$$

$$T_u = 5.507$$

$$\begin{aligned}
\frac{A_v}{s} &= \frac{V_{\text{perlu}} \times 10000}{b_w \times d} \\
\frac{A_{vt}}{s} &= 0,3529
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
2 \frac{A_t}{s} &= \frac{2 \times T_u \times 10000000}{2 \times b_w \times A_{oh}} \\
2 \frac{A_{vt}}{s} &= 0,5057
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
A_{vt}/s &= 0,3529 + 0,5057 \\
&= 0,885
\end{aligned}$$

Dipasang sengkang D12 -275

$$\begin{aligned}
AI &= \frac{\frac{2A_{st}}{s}}{2} \times p_h \times \frac{f_y}{f_y} \\
&= 606.8069 \text{ mm}^2
\end{aligned}$$

$$AI/4 = 327,5086 \text{ (diambil dari pembagian terbesar)}$$

$$T = A_s \times f_y$$

$$= 104802,74 \text{ N}$$

$$a = \frac{T}{0,85 \times f_c' \times b w}$$

$$= 9,8638 \text{ mm}$$

$$\text{Mu torsi} = 0,8 \times T (d - a)/2) \times 10000000$$

$$= 8,7621 \text{ ton.m}$$

$$\text{Mu total} = 250,1383 \text{ ton.m}$$

Direncanakan tulangan torsi lentur bawah dengan diameter 14 D 32

$$\text{Setelah ditambah akibat torsi} = \frac{1}{4} \times \pi \times d^2 \times n$$

$$= 11259,4681 \text{ mm}^2$$

$$T = \frac{A_s}{f_y}$$

$$= \frac{11259,4681}{320}$$

$$= 3603029,8 \text{ N}$$

$$a = \frac{T}{0,85 \times f_c' \times b w}$$

$$= 339,1087 \text{ mm}$$

$$\text{Mu torsi} = 0,8 \times T (d - a)/2) \times 10000000$$

$$= 253,7818 \text{ ton.m}$$

Mu terpasang > Mu perlu

$$253,7818 > 250,1383 \quad \text{OK}$$

Direncanakan tulangan torsi lentur samping dengan diameter 2 D 16

$$\text{Setelah ditambah akibat torsi} = \frac{1}{4} \times \pi \times d^2 \times n$$

$$= 402.1239 \text{ mm}^2$$

$$T = \frac{A_s}{f_y}$$

$$= \frac{402,1239}{320}$$

$$= 128679.635 \text{ N}$$

$$\begin{aligned} a &= \frac{T}{0,85 \times f_c' \times b w} \\ &= 12.110 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Mu torsi} &= 0,8 \times T (d - a)/2) \times 10000000 \\ &= 10.7468 \text{ ton.m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Mu terpasang} &> \text{Mu perlu} \\ 10,7468 &> 8,7621 \quad \text{OK} \end{aligned}$$

Direncanakan tulangan torsi lentur atas dengan diameter 4 D 25

$$\begin{aligned} \text{Setelah ditambah akibat torsi} &= \frac{1}{4} \times \pi \times d^2 \times n \\ &= 1963,49 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} T &= \frac{A_s}{f_y} \\ &= \frac{1963,49}{320} \\ &= 628318,531 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} a &= \frac{T}{0,85 \times f_c' \times b w} \\ &= 42,2399 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Mu torsi} &= 0,8 \times T (d - a)/2) \times 10000000 \\ &= 51,2925 \text{ ton.m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Mu terpasang} &> \text{Mu perlu} \\ 51,2925 &> 8,7621 \quad \text{OK} \end{aligned}$$

- **Segmen 7 m**

1. Perhitungan momen

- **Mu A ( ruas kanan )**

**Akibat Beban hidup Trotoar**

Bid Tu Trotoar = 0 ton.m dianggap tanpa pejalan kaki

**Akibat Beban Trotoar**

$$\begin{aligned}
 \text{Mt Trotoar} &= 0,5 \times q_{\text{trotoar}} \times \left(\frac{S}{2}\right)^2 \\
 &= 0,5 \times 0,542 \times \left(\frac{1,75}{2}\right)^2 \\
 &= 0,2393 \text{ ton.m/m} \\
 \text{Mtu Trotoar} &= \text{Mt Trotoar} \times 1,3 \\
 &= 0,2393 \times 1,3 \\
 &= 0,3110 \text{ tm} \\
 \text{Tu Trotoar} &= \text{Mtu Trotoar} \times \frac{L}{2} \\
 &= 0,3110 \times \frac{14}{2} \\
 &= 2,1772 \text{ ton.m} \\
 \text{Bid Tu Trotoar} &= \text{Tu Trotoar} - \text{Mtu Trotoar} \times \text{L. segmen} \\
 &= 2,1772 + 0,3110 \times 7 \\
 &= 0,00 \text{ ton.m}
 \end{aligned}$$

#### **Akibat Beban Plat kantilever**

$$\begin{aligned}
 \text{Mt Plat} &= 0,5 \times t_s \times \left(\frac{S}{2}\right)^2 \\
 &= 0,5 \times 0,25 \times \left(\frac{1,75}{2}\right)^2 \\
 &= 0,0957 \text{ ton.m/m} \\
 \text{Mtu Plat} &= \text{Mt Plat} \times 1,3 \\
 &= 0,0957 \times 1,3 \\
 &= 0,1244 \text{ tm} \\
 \text{Tu Plat} &= \text{Mtu Plat} \times \frac{L}{2} \\
 &= 0,1244 \times \frac{14}{2} \\
 &= 0,8709 \text{ ton.m} \\
 \text{Bid Tu Plat} &= \text{Tu Plat} - \text{Mtu Plat} \times \text{L. segmen} \\
 &= 0,8709 + 0,1244 \times 7 \\
 &= 0,00 \text{ ton.m}
 \end{aligned}$$

#### **Akibat Beban Tiang Sandaran**

Mt Tiang



$$\begin{aligned}
 &= Q_{\text{mati tiang}} \times (\text{lebar lantai trotoar} - B_w) \\
 &= 0,14852 \times (1 \times 0,5) \\
 &= 0,00743 \text{ ton.m / m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Mtu Tiang} &= M_{\text{t Plat}} \times 1,3 \\
 &= 0,00743 \times 1,3 \\
 &= 0,0965 \text{ tm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Tu Tiang} &= M_{\text{tu Plat}} \times \frac{L}{2} \\
 &= 0,0965 \times \frac{14}{2} \\
 &= 0,6758 \text{ ton.m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Bid Tu Tiang} &= \text{Tu Tiang} - M_{\text{tu Tiang}} \times L \text{ segmen} \\
 &= 0,6758 - 0,0965 \times 7 \\
 &= 0,00 \text{ ton.m}
 \end{aligned}$$

$$\text{TU kanan total} = 0,00 \text{ ton.m}$$

- **MuB ( ruas kiri )**

**Akibat BTR**

$$\begin{aligned}
 M_{\text{t BTR}} &= 0,5 \times q_{\text{BTR}} \times \left(\frac{S}{2}\right)^2 \\
 &= 0,5 \times 0,9 \times \left(\frac{1,75}{2}\right)^2 \\
 &= 0,3445 \text{ ton.m/m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_{\text{tu BTR}} &= M_{\text{t BTR}} \times 1,8 \\
 &= 0,3445 \times 1,8 \\
 &= 0,6202 \text{ tm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Tu BTR} &= M_{\text{tu BTR}} \times \frac{L}{2} \\
 &= 0,6202 \times \frac{14}{2} \\
 &= 4,3411 \text{ ton.m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Bid Tu BTR} &= \text{Tu BTR} - M_{\text{tu BTR}} \times L \text{ segmen} \\
 &= 4,3411 - 0,6202 \times 7 \\
 &= 0,00 \text{ ton.m}
 \end{aligned}$$

**Akibat BGT**

$$\begin{aligned}
\text{Mt BGT} &= 0,5 \times q_{\text{BTR}} \times \left(\frac{S}{2}\right)^2 \\
&= 0,5 \times 4,9 \times \left(\frac{1,75}{2}\right)^2 \\
&= 1,8758 \text{ ton.m/m} \\
\text{Mtu BGT} &= \text{Mt BTR} \times 1,8 \times \text{faktor kejut} \\
&= 1,8758 \times 1,8 \times 1,4 \\
&= 4,7270 \text{ tm} \\
\text{Tu BGT A} &= \frac{L - L_{\text{segmen}}}{2} \times \text{Mu} \\
&= \frac{14 - 7}{2} \times 4,7270 \\
&= 2,3635 \text{ ton.m} \\
\text{Tu BGT B} &= \frac{L_{\text{segmen}}}{L} \times \text{Mu} \\
&= \frac{7}{14} \times 4,7270 \\
&= 2,3635 \text{ ton.m} \\
\text{Tu LL} &= \frac{L_{\text{segmen}}}{L} \times \text{Mu} \\
&= \frac{7}{14} \times 4,7270 \\
&= 2,3635 \text{ ton.m} \\
\text{TU total1} &= \text{Tu LL} + \text{bid Tu BTR} \\
&= 0,00 + 2,3635 \\
&= 2,3635 \text{ ton.m}
\end{aligned}$$

### **Akibat Beban Aspal**

$$\begin{aligned}
\text{Mt Aspal} &= 0,5 \times q_{\text{aspal}} \times \left(\frac{S}{2}\right)^2 \\
&= 0,5 \times 0,462 \times \left(\frac{1,75}{2}\right)^2 \\
&= 0,1769 \text{ ton.m/m} \\
\text{Mtu Aspal} &= \text{Mt aspal} \times 1,3 \\
&= 0,1769 \times 1,3 \\
&= 0,2299 \text{ tm}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Tu Aspal} &= \text{Mtu aspal} \times \frac{L}{2} \\
 &= 0,6202 \times \frac{14}{2} \\
 &= 1,6094 \text{ ton. m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Bid Tu Aspal} &= \text{Tu aspal} - \text{Mtu aspal} \times \text{L. segmen} \\
 &= 1,6094 - 0,2299 \times 7 \\
 &= 0,00 \text{ ton. m}
 \end{aligned}$$

### **Akibat Beban Plat Lantai**

Mt Plat lantai

$$\begin{aligned}
 &= 0,5 \times (ts \times Bv \text{ beton} \times (\frac{s}{2} - \frac{Bw}{2000}) \times (\frac{S}{2})^2 \\
 &= 0,5 \times 0,25 \times 2,5 \times (\frac{1,75}{2} - \frac{500}{2000}) \times (\frac{1,75}{2})^2 \\
 &= 0,1495 \text{ ton. m/m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Mtu Plat lantai} &= \text{Mt Aspal} \times 1,3 \\
 &= 0,1495 \times 1,8 \\
 &= 0,1944 \text{ tm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Tu Plat} &= \text{Mtu} \times \frac{L}{2} \\
 &= 0,1944 \times \frac{14}{2} \\
 &= 1,3608 \text{ ton. m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Bid Tu Plat} &= \text{Tu Plat} - \text{Mtu Plat} \times \text{L. segmen} \\
 &= 1,3608 - 0,1944 \times 7 \\
 &= 0,00 \text{ ton. m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{TU total 2} &= \text{Bid Tu Aspal} + \text{Bid Tu Plat} \\
 &= 0,00 + 0,00 \\
 &= 0,00 \text{ ton. m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{TU kiri total} &= \text{Tu total 1} + \text{Tu total 2} \\
 &= 2,3635 + 0,00 \\
 &= 2,3635 \text{ ton.m}
 \end{aligned}$$

Torsi Ruas kiri lebih besar maka  $\Delta \text{ Tu total} = 2,3635$

## 2. Perhitungan tulangan torsi

$$F_c' = 25 \text{ Mpa}$$

$$F_y = 280 \text{ Mpa}$$

$$\phi = 0,7$$

$$h = 1600 \text{ mm}$$

$$b = 700 \text{ mm}$$

$$d' = 50 \text{ mm}$$

$$d = 1550 \text{ mm}$$

Keterangan :

$$A_{cp} = \text{Luas penampang solid}$$

$$A_{oh} = \text{Luas penampang yang dibatasi tul. Torsi}$$

$$P_{cp} = \text{Keliling luar penampang}$$

$$P_h = \text{Keliling yang dibatasi tul. Sengkang}$$

$$\begin{aligned}
 T_n &= \frac{T_u}{\phi} \\
 &= \frac{2,3635}{0,7} \\
 &= 3,3764
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_{cp} &= b \times h \\
 &= 500 \times 1100 \\
 &= 550000 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 P_{cp} &= 2 \times (b + h) \\
 &= 2 \times (500 + 1100) \\
 &= 3200 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_{oh} &= (h - 2 \times d') \times (b - 2 \times d') \\
 &= (1100 - 2 \times 50) \times (500 - 2 \times 50)
 \end{aligned}$$

$$= 400000 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned} Ph &= 2 \times (h - 2 \times d') + (b - 2 \times d') \\ &= 2 \times (1100 - 2 \times 50) + (500 - 2 \times 50) \\ &= 2400 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_o &= 0,85 \times A_{oh} \\ &= 0,85 \times 400000 \\ &= 340000 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Tu_{\max} &= 0,6 \times \frac{\sqrt{f_c'} \times (b_w \times h)^2}{3 \times (2 \times b_w + h) \times 10000000} \\ &= 0,6 \times \frac{\sqrt{25} \times (500 \times 1100)^2}{3 \times (2 \times 500 + 1100) \times 10000000} \\ &= 9,4531 \text{ ton.m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Tu_{\min} &= 0,6 \times \frac{\sqrt{f_c'} \times (b_w \times h)^2}{12 \times (2 \times b_w + h) \times 10000000} \\ &= 0,6 \times \frac{\sqrt{25} \times (500 \times 1100)^2}{12 \times (2 \times 500 + 1100) \times 10000000} \\ &= 2,228 \text{ ton.m} \end{aligned}$$

Kontrol  $Tu$  :

$$Tu_{\min} < Tu < Tu_{\max}$$

$$2,228 < 2,3635 < 9,4531 \quad \text{ok}$$

Pada hasil diatas, torsi yang terjadi lebih dari torsi minimum, maka diperlukan perhitungan lanjutan.

Kontrol Penampang :

$$\begin{aligned} &\sqrt{\frac{Vu \times 10000}{b_w \times d} + 2 \left( \frac{ph \times Tu \times 10000000}{(1,7 \times (A_{oh})^2)^2} \right)} \\ &< 0,6 \times \left( \frac{V_c \times 10000}{b_w - d} + 2 \frac{\sqrt{f_c}}{3} \right) \\ 0,6017 &< 2,3596 \quad \text{CUKUP} \end{aligned}$$

182

$$T_u = 3,3764$$

$$\frac{Av}{s} = \frac{V_{\text{sperlu}} \times 10000}{b_w \times d}$$

$$\frac{Av_t}{s} = 0,0295$$

$$2 \frac{At}{s} = \frac{2 \times T_u \times 10000000}{2 \times b_w \times A_{oh}}$$

$$2 \frac{Av_t}{s} = 0,3103$$

$$Av_t / s = 0,0295 + 0,3103$$

$$= 0,3398$$

Dipasang sengkang D12 -250

$$AI = \frac{\frac{2Ast}{s}}{2} \times ph \times \frac{fy}{fy}$$

$$= 372,3977 \text{ mm}^2$$

$$AI/4 = 327,5086 \text{ (diambil dari pembagian terbesar)}$$

$$T = As \times fy$$

$$= 104802,74 \text{ N}$$

$$a = \frac{T}{0,85 \times f_c' \times b_w}$$

$$= 9,8638 \text{ mm}$$

$$\text{Mu torsi} = 0,8 \times T \times (d - a)/2 \times 10000000$$

$$= 8,7621 \text{ ton.m}$$

$$\text{Mu total} = 260,6432 \text{ ton.m}$$

Direncanakan tulangan torsi lentur bawah dengan diameter 16 D 32

$$\text{Setelah ditambah akibat torsi} = \frac{1}{4} \times \pi \times d^2 \times n$$

$$= 12867,9635 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned}
 T &= \frac{A_s}{f_y} \\
 &= \frac{12867,9635}{320} \\
 &= 4117748,3 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 a &= \frac{T}{0,85 \times f_c' \times b \times w} \\
 &= 387,5528 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Mu torsi} &= 0,8 \times T \times (d - a)/2) \times 10000000 \\
 &= 282,0571 \text{ ton.m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Mu terpasang} &> \text{Mu perlu} \\
 282,0571 &> 266,9061 \quad \text{OK}
 \end{aligned}$$

Direncanakan tulangan torsi lentur samping dengan diameter 2 D 16

$$\begin{aligned}
 \text{Setelah ditambah akibat torsi} &= \frac{1}{4} \times \pi \times d^2 \times n \\
 &= 402.1239 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 T &= \frac{A_s}{f_y} \\
 &= \frac{402,1239}{320} \\
 &= 128679.635 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 a &= \frac{T}{0,85 \times f_c' \times b \times w} \\
 &= 12.110 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Mu torsi} &= 0,8 \times T \times (d - a)/2) \times 10000000 \\
 &= 10.7468 \text{ ton.m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Mu terpasang} &> \text{Mu perlu} \\
 10,7468 &> 8,7621 \quad \text{OK}
 \end{aligned}$$

Direncanakan tulangan torsi lentur atas dengan diameter 4 D 25

$$\begin{aligned}
 \text{Setelah ditambah akibat torsi} &= \frac{1}{4} \times \pi \times d^2 \times n \\
 &= 1963,49 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 T &= \frac{As}{f_y} \\
 &= \frac{1963,49}{320} \\
 &= 628318,531 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 a &= \frac{T}{0,85 \times f_c' \times bw} \\
 &= 42,2399 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Mu torsi} &= 0,8 \times T \times (d - a)/2 \times 10000000 \\
 &= 51,2925 \text{ ton.m}
 \end{aligned}$$

Mu terpasang > Mu perlu  
 51,2925 > 8,7621      Ok

#### 4.2.6.3 Perhitungan Girder Tengah (Bentang 14 meter)

##### 1. Preliminary Design Girder Tengah

Perencanaan dimensi awal untuk girder tengah disesuaikan dengan RSNI T-12-2004 Pasal 9.2.1 adalah sebagai berikut,

$$h \geq 1,65 + 0,06 \times L$$

$$h \geq 1,65 + 0,06 \times 14000$$

$$h \geq 1005 \text{ mm}$$

Maka untuk tinggi girder direncanakan

$$1100 \text{ mm} = 1,1 \text{ m},$$

Untuk lebar girder menggunakan pendekatan  $(\frac{2}{3} h) \leq b \leq (\frac{4}{3} h)$ ,

$$\begin{aligned}
 B_w &= \frac{2}{3} \times h \\
 &= \frac{2}{3} \times 1100 \\
 &= 733,33 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 B_w &= \frac{h}{3} \\
 &= \frac{1100}{3} \\
 &= 366,667 \text{ mm}
 \end{aligned}$$



Maka untuk lebar girder direncanakan  $500 \text{ mm} = 0,5 \text{ m}$

## 2. Analisa Pembebanan

- Beban Mati (DL)

- a. Beban Mati Merata

Berat Plat

$t_s \times (s-bw) \times B_v \text{ Beton}$

$$= 0.25 \times (1.75-0.5) \times 2.5 = 0.78125 \text{ t/m'}$$

Aspal

$t_a \times S \times B_v \text{ Beton}$

$$= 0.12 \times 1.75 \times 2.2 = 0.462 \text{ t/m'}$$

Berat Girder

$h. \text{ girder} \times bw \times B_v \text{ Beton}$

$$= 1.1 \times 0.5 \times 2.5 = 1,375 \text{ t/m'}$$


---

$$q_{DL} = 2,61825 \text{ t/m'}$$

Beban Mati Merata Ultimit ( $q_{UDL}$ )

$$= q_{DL} \times 1,3$$

$$= 2,61825 \times 1,3$$

$$= 3,4037 \text{ t/m}$$

- b. Beban Mati Terpusat

P diafragma

$$= H. \text{ diafragma} \times b \text{ diafragma} \times (s-bw) \times B_v \text{ Beton}$$

$$= 0,4 \times 0,2 \times 1,25 \times 2,5$$

$$= 0,25 \text{ ton}$$

$P_u \text{ diafragma (Beban Ultimit Terpusat)}$

$$= P \text{ diafragma} \times 1,3$$

$$= 0.25 \times 1.3$$

$$= 0.325 \text{ ton}$$

- Beban Hidup (LL)

Beban hidup pada girder terdiri dari beban terbagi rata ( BTR ) dan beban garis ( BGT ). Perhitungan beban BTR

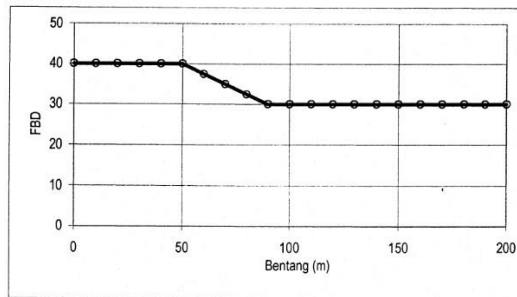
tergantung pada panjang total ( L ) yang dibebani dan dinyatakan dalam rumus sebagai berikut:

$$q = 9 \text{ kPa untuk } L < 30 \text{ m}$$

$$q = 9 \times (1 \times 15/L) \text{ kPa untuk } L \geq 30 \text{ m}$$

Sedangkan untuk BGT mempunyai intensitas :

$$P = 49 \text{ kN/m}$$



Gambar 4.11 Faktor beban dinamis untuk BGT

a. Beban Merata

Beban Merata BTR

$$= \text{BTR} \times S$$

$$= 0.9 \times 1,75 = 1.575 \text{ t/m}$$

Air Hujan

$$= T_s \times S \times B_v \text{ Air}$$

$$= 0.05 \times 1,75 \times 1 = 0,0875 \text{ t/m}$$

$$q_{LL} = 1,6625 \text{ t/m}$$

Beban Hidup Merata Ultimit

$$q_{ULL} = q_{LL} \times 1,8$$

$$= 1,6625 \times 1,8$$

$$= 2,993 \text{ t/m'}$$

b. Beban Terpusat

P BGT

$$= \text{BGT} \times \text{S} \times \text{KD} = 4,9 \times 1,75 \times 1,4$$

$$= 12,005 \text{ ton}$$

Beban Ultimit Terpusat

$P_u \text{ BGT}$

$$= P \text{ BGT} \times K_u = 12,005 \times 1,8$$

$$= 21,609 \text{ ton}$$

- Beban truck

$$\text{DLA} = 0,3 \quad (\text{RSNI T} - 02 - 2005 \text{ Pasal } 6.6)$$

$$K_u \text{TT} = 1,8 \quad (\text{RSNI T} - 02 - 2005 \text{ Tabel } 12)$$

$$T_u = 112,5 \text{ kN} \quad (\text{RSNI T} - 02 - 2005 \text{ Pasal } 6.4.1)$$

$P \text{ truck}$

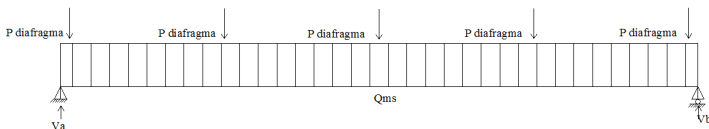
$$= (1 + \text{DLA}) \times T_u \times K_u \text{TT}$$

$$= (1 + 0,3) \times 112,5 \times 1,8$$

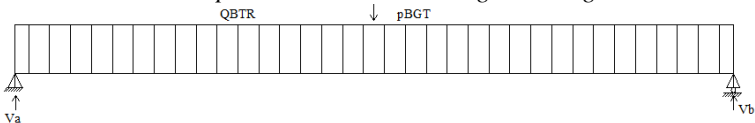
$$= 26,325 \text{ ton}$$

### 3. Perhitungan Per Segmen

Perhitungan girder dilakukan dengan membagi girder seperdelapam bentang hingga setengah dari panjang pelat lantai kendaraan yang ditumpu girder.



Gambar 4.12 permodelan beban mati girder tengah 14 m



Gambar 4.13 Permodelan beban hidup girder tengah 14 m

- Segmen pada 1/8 bentang ( 1,75 m )

## ➤ Reaksi Perletakan

**Ra Akibat qDL**

$$\begin{aligned}
 \text{Beban mati merata, VA} &= 0,5 \times q_{DL} \times L \\
 &= 0,5 \times 2,61825 \times 14 \\
 &= 18,3278 \text{ ton} \\
 \text{Beban mati terpusat, VA} &= 0,5 \times n \text{ diafragma} \times p_{DL} \\
 &= 0,5 \times 5 \times 0,25 \\
 &= 0,625 \text{ ton} \\
 \text{Total reaksi beban mati} &= 18,3278 \text{ ton} + 0,625 \text{ ton} \\
 &= 18,9528 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

**RVA akibat q UDL**

$$\begin{aligned}
 \text{Beban mati merata, VA} &= 0,5 \times q_{uDL} \times L \\
 &= 0,5 \times 3,4037 \times 14 \\
 &= 23,8259 \text{ ton} \\
 \text{Beban mati terpusat, VA} &= 0,5 \times n \text{ diafragma} \times p_{uDL} \\
 &= 0,5 \times 5 \times 0,325 \\
 &= 0,8125 \text{ ton} \\
 \text{Total reaksi beban mati} &= 23,8259 \text{ ton} + 0,8125 \text{ ton} \\
 &= 24,6384 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

## Reaksi Perletakan Akibat Beban Hidup qLL

**Ra Akibat qLL**

$$\begin{aligned}
 &= R_a \times q_{LL} + R_a \text{ P.BGT} \\
 &= (1/2 \times q_{LL} \times L) + (P \text{ BGT} \times \frac{L - L_{\text{Segmen}}}{L}) \\
 &= (1/2 \times 1,6625 \text{ t/m} \times 14 \text{ m}) + (12,005 \text{ ton} \times \frac{14 - 1,75}{14}) \\
 &= 22,1419 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

**Rb Akibat q LL**

$$\begin{aligned}
 &= R_b \times q_{LL} + R_b \text{ P.BGT} \\
 &= (1/2 \times q_{LL} \times L) + (P \text{ BGT} \times \frac{L_{\text{Segmen}}}{L}) \\
 &= (1/2 \times 2,0125 \text{ t/m} \times 14 \text{ m}) + (12,005 \text{ ton} \times \frac{1,75}{14}) \\
 &= 13,1381 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

## RVa akibat q ULL

$$\begin{aligned}
&= (1/2 \times q \text{ ULL} \times L) + (P_u \text{ BGT} \times \frac{L-L.\text{Segmen}}{L}) \\
&= (1/2 \times 2,993 \text{ t/m} \times 14 \text{ m}) + (21,609 \text{ ton} \times \frac{14-1,75}{14}) \\
&= 39,8554 \text{ ton} \\
&\text{RVb akibat q ULL} \\
&= (1/2 \times q \text{ ULL} \times L) + (P_u \text{ BGT} \times \frac{L.\text{Segmen}}{L}) \\
&= (1/2 \times 2,993 \text{ t/m} \times 14 \text{ m}) + (21,609 \text{ ton} \times \frac{1,75}{14}) \\
&= 23,6486 \text{ ton}
\end{aligned}$$

### **Akibat beban truck**

$$\begin{aligned}
T_u &= P \text{ truck} \\
&= 28,35 \text{ ton} \\
M_t &= T_u \times (0,5 \times S) \\
&= 28,35 \times (0,5 \times 1,75) \\
&= 25 \text{ ton.m}
\end{aligned}$$

### ➤ **Gaya Lintang D**

$$\begin{aligned}
&\text{V akibat q UDL} \\
&= R_{uV} - (q \text{ UDL} \times L.\text{segmen} - n \times P_u \text{ diafragma}) \\
&= 24,6386 - (3,4037 \times 1,75 - 1 \times 0,325) \\
&= 18,3571 \text{ ton}
\end{aligned}$$

### **V akibat q ULL**

$$\begin{aligned}
&= \text{Gaya lintang maksimal antara } R_{uV} \text{ dan } R_{uVb} \text{ akibat BGT} \\
&= R_{uV} \text{ akibat BGT} \\
&= 39,8554 \text{ ton}
\end{aligned}$$

### **Vu total**

$$\begin{aligned}
&= V_u \text{ DL} + V_u \text{ LL} \\
&= 18,3571 \text{ ton} + 39,8554 \text{ ton} \\
&= 58,2124 \text{ ton}
\end{aligned}$$

### ➤ **Gaya Momen**

Momen akibat qUDL

$$\begin{aligned}
 &= (q \text{ UDL} \times \frac{L}{2} \times L.\text{segmen}) - (0,5 \times q\text{UDL} \times (L.\text{segmen})^2) \\
 &= (3,4037 \text{ t/m} \times \frac{14 \text{ m}}{2} \times 1,75\text{m}) - (0,5 \times 3,4037 \text{ t/m} \times (1,75)^2) \\
 &= 36,4837 \text{ ton.m}
 \end{aligned}$$

Momen akibat P diafragma

$$\begin{aligned}
 &= ((n. \text{ diafragma} / 2) \times P_u \text{ diafragma} \times L.\text{segmen}) - P_u \\
 &\text{Diafragma} \times (L \text{ segmen} \times 0,3) \\
 &= (\frac{5}{2} \times 0,325 \times 1,75) - 0,325 \times (1,75 \times 0,3) \\
 &= 0,9501 \text{ ton. m}
 \end{aligned}$$

Momen Akibat qULL

$$\begin{aligned}
 &= (q\text{ULL} \times L/2 \times L.\text{segmen}) - (0.5 \times q\text{ULL} \times (L.\text{segmen})^2) \\
 &= (2,993 \text{ t/m} \times \frac{20.6}{2} \text{ m} \times 1,75\text{m}) - (0.5 \times 2,993 \text{ t/m} \times (1,75^2)) \\
 &= 32,0758 \text{ tm}
 \end{aligned}$$

Momen Akibat Beban Hidup Terpusat (Pu BGT)

$$\begin{aligned}
 &= P_u \text{ BGT} \times (L-L.\text{segmen})/L \times L.\text{segmen} \\
 &= 21,609 \text{ ton} \times \frac{14-1,75}{14} \times 1,75\text{m} \\
 &= 33,0888 \text{ tm}
 \end{aligned}$$

MU Total

$$\begin{aligned}
 &M_q\text{UDL} + M_u \text{ diafragma} + M_q\text{ULL} + M_u \text{ BGT} \\
 &= 36,4837 + 0,9501 + 32,0758 + 33,0888 \\
 &= 102,5989 \text{ tm}
 \end{aligned}$$

➤ Penulangan Girder

$$\begin{aligned}
 m &= \frac{f_y}{\phi \times 0.85} & , f_y = 320 \text{ Mpa}, f_c' = 25 \text{ Mpa} \\
 m &= \frac{320}{0.8 \times 0.85} \\
 &= 16
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Mu &= Mu \text{ total} \\ &= 1025989429,7 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Mn &= \frac{Mu}{0,8} \\ &= \frac{1025989429,7}{0,8} \\ &= 1282486787 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Rn &= \frac{Mn}{b \times d^2} \\ &= \frac{1282486787}{700 \times (1050)^2} \\ &= 2,327 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho_{\text{balance}} &= 0,85 \times \frac{\beta_1}{f_y} \times f_c \times \frac{600}{600 + f_y} \left( 25 \times \frac{600}{920} \right) \\ &= 0,85 \times \frac{0,85}{320} \times 25 \times \frac{600}{920} \\ &= 0,0368 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho_{\text{min}} &= \frac{1,4}{f_y} \\ &= \frac{1,4}{320} \\ &= 0,0044 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho_{\text{max}} &= 0,75 \rho_{\text{balance}} \\ &= 0,75 \times 0,0368 \end{aligned}$$

$$= 0,0276$$

$$\begin{aligned} \rho_{\text{perlu}} &= \frac{1}{m} \times \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 m Rn}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{16} \times \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 18,286 \times 2,327}{320}} \right) \end{aligned}$$

$$= 0,0078$$

**Kontrol**

$$\rho_{\text{perlu}} > \rho_{\text{min}}$$

$$0,0078 > 0,0044$$

Maka yang digunakan  **$\rho_{\text{perlu}}$**

As perlu

$$= \rho \times b \times dx$$

$$= 0,0078 \times 500 \text{ mm} \times 1050 \text{ mm}$$

$$= 4069,2494 \text{ mm}^2$$

Digunakan D32

As terpasang

$$= \frac{1}{4} \times \pi \times d^2$$

$$= 0.25 \times 3.14 \times (32^2)$$

$$= 804,2477 \text{ mm}^2$$

Dibutuhkan tulangan sejumlah

$$N = \frac{As \text{ perlu}}{As \text{ terpasang}}$$

$$= \frac{4069,2494}{804,2477} = 5 \text{ buah}$$

**Digunakan D32 sebanyak 5 buah**

Untuk menjamin agar girder bersifat daktail, maka harus dipasang tulangan tekan sebesar,

As perlu

$$= \rho \times b \times dx$$

$$= 0.0044 \times 500 \text{ mm} \times 1050 \text{ mm}$$

$$= 2296,875 \text{ mm}^2$$

Digunakan D32

As terpasang

$$= \frac{1}{4} \times \pi \times d^2$$

$$= 0.25 \times 3.14 \times (32^2)$$

$$= 804,2477 \text{ mm}^2$$

$$N = \frac{As \text{ perlu}}{As \text{ terpasang}}$$

$$= \frac{2296,875}{4746,875} = 2,8 \text{ buah (dijadikan pembulatan)}$$

menjadi 4 buah )

**Digunakan tulangan tekan D32 sebanyak 4 buah**

➤ Perencanaan sengkang

$$V_u = 582124,31 \text{ N}$$

$$V_c = \frac{1}{6} \times b \times d \times \sqrt{f_c'}$$

$$= \frac{1}{6} \times 500 \times 1050 \times \sqrt{25}$$

$$= 437500 \text{ N}$$

$$V_{s \text{ min}} = \frac{b \times d}{3}$$



$$= \frac{500 \times 1050}{3}$$

$$= 175000 \text{ N}$$

Kontrol,

1.  $V_u \leq 0,5 \times \phi \times V_c$   
 $582124,31 \leq 153125$   
 ( TIDAK OK )
2.  $0,5 \times \phi \times V_c \leq V_u \leq \phi \times V_c$   
 $153125 \geq 582124,31 \leq 137224,7$   
 ( TIDAK OK )
3.  $\phi \times V_c \leq V_u \leq \phi ( V_c + V_{s \min} )$   
 $137224,7 \geq 582124,31 \leq 306250$   
 ( TIDAK OK )
4.  $\phi ( V_c + V_{s \min} ) \leq V_u \leq \phi ( V_c + 1/3 \times \sqrt{f_c'} \times b \times d )$   
 $306250 \geq 582124,31 \leq 918750$   
 (OK )
5.  $( V_c + 1/3 \times \sqrt{f_c'} \times b \times d ) \leq V_u \leq \phi ( V_c + 2/3 \sqrt{f_c'} \times b \times d )$

$$918750 \geq 582124,31 \leq 153120$$

( TIDAK OK )

Didapatkan dari kontrol perhitungan diatas masuk pada kondisi 4. Maka perlu tulangan geser, untuk menjaga kestabilan struktur maka tetap direncanakan menggunakan tulangan geser 2 kaki dengan Ø12.

$$A_v = 2 \times A_s$$

$$= 2 \times 0,25 \times \pi \times \phi^2$$

$$= 2 \times 0,25 \times 3,14 \times 144$$

$$= 226,08 \text{ mm}^2$$

$$S = \frac{A_s \times f_y \times d}{V_s}$$

$$= \frac{226,08 \times 280 \times 1050}{175000}$$

$$= 379,814 \text{ mm}$$

Maka untuk tulangan geser digunakan Ø 12 -300

- **Segmen pada 1/4 bentang ( 3,5 m)**

➤ **Reaksi Perletakan**

**Ra Akibat qDL**

$$\begin{aligned}
 \text{Beban mati merata, VA} &= 0,5 \times q_{DL} \times L \\
 &= 0,5 \times 2,61825 \times 14 \\
 &= 18,3278 \text{ ton} \\
 \text{Beban mati terpusat, VA} &= 0,5 \times n \text{ diafragma} \times p_{DL} \\
 &= 0,5 \times 5 \times 0,25 \\
 &= 0,625 \text{ ton} \\
 \text{Total reaksi beban mati} &= 18,3278 \text{ ton} + 0,625 \text{ ton} \\
 &= 18,9528 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

**RVA akibat q UDL**

$$\begin{aligned}
 \text{Beban mati merata, VA} &= 0,5 \times q_{uDL} \times L \\
 &= 0,5 \times 3,4037 \times 14 \\
 &= 23,8259 \text{ ton} \\
 \text{Beban mati terpusat, VA} &= 0,5 \times n \text{ diafragma} \times p_{uDL} \\
 &= 0,5 \times 5 \times 0,325 \\
 &= 0,8125 \text{ ton} \\
 \text{Total reaksi beban mati} &= 23,8259 \text{ ton} + 0,8125 \text{ ton} \\
 &= 24,6384 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

Reaksi Perletakan Akibat Beban Hidup qLL

**Ra Akibat qLL**

$$\begin{aligned}
 &= R_a \times q_{LL} + R_a \text{ P.BGT} \\
 &= (1/2 \times q_{LL} \times L) + (P \text{ BGT} \times \frac{L - L_{\text{Segmen}}}{L}) \\
 &= (1/2 \times 1,6625 \text{ t/m} \times 14 \text{ m}) + (12,005 \text{ ton} \times \frac{14 - 3,5}{14}) \\
 &= 20,64125 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

**Rb Akibat q LL**

$$\begin{aligned}
 &= R_b \times q_{LL} + R_b \text{ P.BGT} \\
 &= (1/2 \times q_{LL} \times L) + (P \text{ BGT} \times \frac{L_{\text{Segmen}}}{L}) \\
 &= (1/2 \times 2,0125 \text{ t/m} \times 14 \text{ m}) + (12,005 \text{ ton} \times \frac{3,5}{14}) \\
 &= 14,6387 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

RVa akibat q ULL

$$\begin{aligned}
 &= (1/2 \times q \text{ ULL} \times L) + (P_u \text{ BGT} \times \frac{L - L_{\text{Segmen}}}{L}) \\
 &= (1/2 \times 2,993 \text{ t/m} \times 14 \text{ m}) + (21,609 \text{ ton} \times \frac{14 - 3,5}{14}) \\
 &= 37,1542 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

RVb akibat q ULL

$$\begin{aligned}
 &= (1/2 \times q \text{ ULL} \times L) + (P_u \text{ BGT} \times \frac{L_{\text{Segmen}}}{L}) \\
 &= (1/2 \times 2,993 \text{ t/m} \times 14 \text{ m}) + (21,609 \text{ ton} \times \frac{3,5}{14}) \\
 &= 26,3497 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

### **Akibat beban truck**

$$T_u = P_{\text{truck}}$$

$$= 28,35 \text{ ton}$$

$$M_t = T_u \times (0,5 \times S)$$

$$= 28,35 \times (0,5 \times 1,75)$$

$$= 25 \text{ ton.m}$$

### ➤ **Gaya Lintang D**

V akibat q UDL

$$= R_{uV} - (q_{\text{UDL}} \times L_{\text{segmen}} - n \times P_u \text{ diafragma})$$

$$= 24,6386 - (3,4037 \times 3,5 - 1 \times 0,325)$$

$$= 12,4005 \text{ ton}$$

V akibat q ULL

= Gaya lintang maksimal antara  $R_{uV}$  dan  $R_{uVb}$  akibat BGT

=  $R_{uV}$  akibat BGT

$$= 37,1543 \text{ ton}$$

$V_u$  total

$$= V_u \text{ DL} + V_u \text{ LL}$$

$$\begin{aligned}
 &= 12,4005 \text{ ton} + 37,1543 \text{ ton} \\
 &= 49,5547 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

➤ Gaya Momen

Momen akibat qUDL

$$\begin{aligned}
 &= (q \text{ UDL} \times \frac{L}{2} \times L.\text{segmen}) - (0,5 \times q\text{UDL} \times (L.\text{segmen})^2) \\
 &= (3,4037 \text{ t/m} \times \frac{14 \text{ m}}{2} \times 3,5\text{m}) - (0,5 \times 3,4037 \text{ t/m} \times (3,5)^2) \\
 &= 62,5434 \text{ ton.m}
 \end{aligned}$$

Momen akibat P diafragma

$$\begin{aligned}
 &= ((n. \text{ diafragma} / 2) \times P_u \text{ diafragma} \times L.\text{segmen}) - P_u \\
 &\text{Diafragma} \times (L \text{ segmen} \times 0,3) \\
 &= (\frac{5}{2} \times 0,325 \times 3,5) - 0,325 \times (3,5 \times 0,3) \\
 &= 1,8037 \text{ ton. m}
 \end{aligned}$$

Momen Akibat qULL

$$\begin{aligned}
 &= (q\text{ULL} \times L/2 \times L.\text{segmen}) - (0.5 \times q\text{ULL} \times (L\text{segmen})^2) \\
 &= (2,993 \text{ t/m} \times \frac{14 \text{ m}}{2} \times 3,5\text{m}) - (0.5 \times 2,993 \text{ t/m} \times (3,5)^2) \\
 &= 54,9872 \text{ tm}
 \end{aligned}$$

Momen Akibat Beban Hidup Terpusat (Pu BGT)

$$\begin{aligned}
 &= P_u \text{ BGT} \times (L - L\text{segmen}) / L \times L.\text{segmen} \\
 &= 21,609 \text{ ton} \times \frac{14 - 3,5}{14} \times 1,75\text{m} \\
 &= 56,7236 \text{ tm}
 \end{aligned}$$

MU Total

$$\begin{aligned}
 &Mq\text{UDL} + Mu \text{ diafragma} + Mq\text{ULL} + Mu \text{ BGT} \\
 &= 62,5434 + 1,8037 + 54,9872 + 56,7236 \\
 &= 176,05800 \text{ tm}
 \end{aligned}$$

## ➤ Penulangan Girder

$$m = \frac{f_y}{\phi \times 0.85 \times \frac{320}{320}} \quad , f_y = 320 \text{ Mpa}, f_c' = 25 \text{ Mpa}$$

$$m = \frac{320}{0.8 \times 0.85}$$

$$= 16$$

$$Mu = Mu \text{ total}$$

$$= 1760580094 \text{ Nmm}$$

$$Mn = \frac{Mu}{0.8 \times \frac{1760580094}{0.8}}$$

$$= 2200725117 \text{ Nmm}$$

$$Rn = \frac{Mn}{\frac{b \times d^2}{500 \times (1050)^2}}$$

$$= 3,992$$

$$\rho_{\text{balance}} = 0.85 \times \frac{\beta_1}{f_y} \times f_c \times \frac{600}{600 + f_y}$$

$$= 0.85 \times \frac{0.85}{320} \times 25 \times \frac{600}{920}$$

$$= 0.0368$$

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y}$$

$$= \frac{1,4}{320}$$

$$= 0,0044$$

$$\rho_{\max} = 0,75 \rho_{\text{balance}}$$

$$= 0.75 \times 0.0368$$

$$= 0.0276$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{1}{m} \times \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 m Rn}{f_y}} \right)$$

$$= \frac{1}{16} \times \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 18,286 \times 3,992}{320}} \right)$$

$$= 0.0141$$

**Kontrol**

$$\rho_{\text{perlu}} > \rho_{\min}$$

$$0.0141 > 0,0044$$

Maka yang digunakan  **$\rho$  perlu**

As perlu

$$\begin{aligned} &= \rho \times b \times dx \\ &= 0.0141 \times 500 \text{ mm} \times 1050 \text{ mm} \\ &= 7379,6269 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Digunakan D32

As terpasang

$$\begin{aligned} &= \frac{1}{4} \times \pi \times d^2 \\ &= 0.25 \times 3.14 \times (32^2) \\ &= 804,2477 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Dibutuhkan tulangan sejumlah

$$\begin{aligned} N &= \frac{As \text{ perlu}}{As \text{ terpasang}} \\ &= \frac{7379,6269}{804,2477} = 9 \text{ buah} \end{aligned}$$

**Digunakan D32 sebanyak 9 buah**

Untuk menjamin agar girder bersifat daktail, maka harus dipasang tulangan tekan sebesar,

As perlu

$$\begin{aligned} &= \rho \times b \times dx \\ &= 0.0044 \times 500 \text{ mm} \times 1050 \text{ mm} \\ &= 2296,875 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Digunakan D32

As terpasang

$$\begin{aligned} &= \frac{1}{4} \times \pi \times d^2 \\ &= 0.25 \times 3.14 \times (32^2) \\ &= 804,2477 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} N &= \frac{As \text{ perlu}}{As \text{ terpasang}} \\ &= \frac{2296,875}{4746,875} = 2,8 \text{ buah (dijadikan pembulatan)} \end{aligned}$$

menjadi 4 buah )

**Digunakan tulangan tekan D32 sebanyak 4 buah**

➤ Perencanaan sengkang

$$V_u = 495547,875 \text{ N}$$

$$\begin{aligned}
 V_c &= \frac{1}{6} \times b \times d \times \sqrt{f_c'} \\
 &= \frac{1}{6} \times 500 \times 1050 \times \sqrt{25} \\
 &= 437500 \text{ N} \\
 V_{s \text{ min}} &= \frac{b \times d}{3} \\
 &= \frac{500 \times 1050}{3} \\
 &= 175000 \text{ N}
 \end{aligned}$$

Kontrol,

1.  $V_u \leq 0,5 \times \emptyset \times V_c$   
 $495547,875 \leq 153125$  (TIDAK OK)
2.  $0,5 \times \emptyset \times V_c \leq V_u \leq \emptyset \times V_c$   
 $153125 \geq 495547,875 \leq 306250$  (TIDAK OK)
3.  $\emptyset \times V_c \leq V_u \leq \emptyset (V_c + V_{s \text{ min}})$   
 $306250 \geq 495547,875 \leq 306250$  (TIDAK OK)
4.  $\emptyset (V_c + V_{s \text{ min}}) \leq V_u \leq \emptyset (V_c + 1/3 \times \sqrt{f_c'} \times b \times d)$   
 $306250 \geq 495547,875 \leq 918750$  (OK)
5.  $(V_c + 1/3 \times \sqrt{f_c'} \times b \times d) \leq V_u \leq \emptyset (V_c + 2/3 \times \sqrt{f_c'} \times b \times d)$   
 $918750 \geq 495547,875 \leq 153120$  (TIDAK OK)

Didapatka dari kontrol perhitungan diatas masuk pada kondisi

4. Maka perlu tulangan geser, untuk menjaga kestabilan struktur maka tetap direncanakan menggunakan tulangan geser 2 kaki dengan Ø12.

$$\begin{aligned}
 A_v &= 2 \times A_s \\
 &= 2 \times 0,25 \times \pi \times \emptyset^2 \\
 &= 2 \times 0,25 \times 3,14 \times 144 \\
 &= 226,08 \text{ mm}^2 \\
 S &= \frac{A_s \times f_y \times d}{V_s} \\
 &= \frac{226,08 \times 280 \times 1050}{175000} \\
 &= 379,814 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Maka untuk tulangan geser digunakan Ø 12 -300

- Segmen pada 3/8 bentang ( 5,25 m)

➤ **Reaksi Perletakan**

**Ra Akibat qDL**

$$\begin{aligned}
 \text{Beban mati merata, VA} &= 0,5 \times q_{DL} \times L \\
 &= 0,5 \times 2,61825 \times 14 \\
 &= 18,3278 \text{ ton} \\
 \text{Beban mati terpusat, VA} &= 0,5 \times n \text{ diafragma} \times p_{DL} \\
 &= 0,5 \times 5 \times 0,25 \\
 &= 0,625 \text{ ton} \\
 \text{Total reaksi beban mati} &= 18,3278 \text{ ton} + 0,625 \text{ ton} \\
 &= 18,9528 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

**RVA akibat q UDL**

$$\begin{aligned}
 \text{Beban mati merata, VA} &= 0,5 \times q_{uDL} \times L \\
 &= 0,5 \times 3,4037 \times 14 \\
 &= 23,8259 \text{ ton} \\
 \text{Beban mati terpusat, VA} &= 0,5 \times n \text{ diafragma} \times p_{uDL} \\
 &= 0,5 \times 5 \times 0,325 \\
 &= 0,8125 \text{ ton} \\
 \text{Total reaksi beban mati} &= 23,8259 \text{ ton} + 0,8125 \text{ ton} \\
 &= 24,6384 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

Reaksi Perletakan Akibat Beban Hidup qLL

**Ra Akibat qLL**

$$\begin{aligned}
 &= R_a \times q_{LL} + R_a \text{ P.BGT} \\
 &= (1/2 \times q_{LL} \times L) + (P \text{ BGT} \times \frac{L - L_{\text{Segmen}}}{L}) \\
 &= (1/2 \times 1,6625 \text{ t/m} \times 14 \text{ m}) + (12,005 \text{ ton} \times \frac{14 - 5,25}{14}) \\
 &= 19,1406 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

**Rb Akibat q LL**

$$\begin{aligned}
 &= R_b \times q_{LL} + R_b \text{ P.BGT} \\
 &= (1/2 \times q_{LL} \times L) + (P \text{ BGT} \times \frac{L_{\text{Segmen}}}{L}) \\
 &= (1/2 \times 2,0125 \text{ t/m} \times 14 \text{ m}) + (12,005 \text{ ton} \times \frac{5,25}{14}) \\
 &= 16,1393 \text{ ton}
 \end{aligned}$$



RVa akibat q ULL

$$\begin{aligned}
 &= (1/2 \times q \text{ ULL} \times L) + (P_u \text{ BGT} \times \frac{L - L_{\text{Segmen}}}{L}) \\
 &= (1/2 \times 2,993 \text{ t/m} \times 14 \text{ m}) + (21,609 \text{ ton} \times \frac{14 - 5,25}{14}) \\
 &= 34,4531 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

RVb akibat q ULL

$$\begin{aligned}
 &= (1/2 \times q \text{ ULL} \times L) + (P_u \text{ BGT} \times \frac{L_{\text{Segmen}}}{L}) \\
 &= (1/2 \times 2,993 \text{ t/m} \times 14 \text{ m}) + (21,609 \text{ ton} \times \frac{5,25}{14}) \\
 &= 29,0508 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

### **Akibat beban truck**

$$\begin{aligned}
 T_u &= P \text{ truck} \\
 &= 28,35 \text{ ton} \\
 M_t &= T_u \times (0,5 \times S) \\
 &= 28,35 \times (0,5 \times 1,75) \\
 &= 25 \text{ ton.m}
 \end{aligned}$$

### ➤ **Gaya Lintang D**

V akibat q UDL

$$\begin{aligned}
 &= R_{uV} - (q_{UDL} \times L_{\text{segmen}} - n \times P_u \text{ diafragma}) \\
 &= 24,6386 - (3,4037 \times 5,25 - 1 \times 0,325) \\
 &= 6,1190 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

V akibat q ULL

$$\begin{aligned}
 &= \text{Gaya lintang maksimal antara } R_{uV} \text{ dan } R_{uVb} \text{ akibat BGT} \\
 &= R_{uV} \text{ akibat BGT} \\
 &= 34,4531 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

Vu total

$$\begin{aligned}
 &= V_{uDL} + V_{uLL} \\
 &= 6,1190 \text{ ton} + 34,4531 \text{ ton} \\
 &= 40,5721 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

## ➤ Gaya Momen

Momen akibat qUDL

$$\begin{aligned}
 &= (q \text{ UDL} \times \frac{L}{2} \times L.\text{segmen}) - (0,5 \times q\text{UDL} \times (L.\text{segmen})^2) \\
 &= (3,4037 \text{ t/m} \times \frac{14 \text{ m}}{2} \times 5,25 \text{ m}) - (0,5 \times 3,4037 \text{ t/m} \times (5,25)^2) \\
 &= 78,1793 \text{ ton.m}
 \end{aligned}$$

Momen akibat P diafragma

$$\begin{aligned}
 &= ((n. \text{ diafragma} / 2) \times P_u \text{ diafragma} \times L.\text{segmen}) - P_u \\
 &\text{Diafragma} \times (L \text{ segmen} \times 0,3) \\
 &= (\frac{5}{2} \times 0,325 \times 5,25) - 0,325 \times (5,25 \times 0,3) \\
 &= 2,6568 \text{ ton. m}
 \end{aligned}$$

Momen Akibat qULL

$$\begin{aligned}
 &= (q\text{ULL} \times L/2 \times L.\text{segmen}) - (0.5 \times q\text{ULL} \times (L\text{segmen})^2) \\
 &= (2,993 \text{ t/m} \times \frac{20,6}{2} \text{ m} \times 5,25 \text{ m}) - (0.5 \times 2,993 \text{ t/m} \times (5,25^2)) \\
 &= 68,7339 \text{ tm}
 \end{aligned}$$

Momen Akibat Beban Hidup Terpusat (Pu BGT)

$$\begin{aligned}
 &= P_u \text{ BGT} \times (L - L\text{segmen}) / L \times L.\text{segmen} \\
 &= 21,609 \text{ ton} \times \frac{14 - 5,25}{14} \times 5,25 \text{ m} \\
 &= 70,9045 \text{ tm}
 \end{aligned}$$

MU Total

$$\begin{aligned}
 &Mq\text{UDL} + Mu \text{ diafragma} + Mq\text{ULL} + Mu \text{ BGT} \\
 &= 78,1793 + 2,6568 + 68,7339 + 70,9045 \\
 &= 220,4747 \text{ tm}
 \end{aligned}$$

## ➤ Penulangan Girder

$$m = \frac{fy}{\phi \times 0.85}$$

$$,fy = 320 \text{ Mpa}, fc' = 25 \text{ Mpa}$$

$$\begin{aligned}
 m &= \frac{320}{0.8 \times 0.85} \\
 &= 16 \\
 Mu &= Mu \text{ total} \\
 &= 2204746992 \text{ Nmm} \\
 Mn &= \frac{Mu}{0.8} \\
 &= \frac{2204746992}{0.8} \\
 &= 2755933740 \text{ Nmm} \\
 Rn &= \frac{Mn}{b \times d^2} \\
 &= \frac{2755933740}{500 \times (1050)^2} \\
 &= 4,999
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \rho_{\text{balance}} &= 0.85 \times \frac{\beta_1}{f_y} \times f_c \times \frac{600}{600 + f_y} \\
 &= 0.85 \times \frac{0.85}{320} \times 25 \times \frac{600}{920} \\
 &= 0.0368 \\
 \rho_{\text{min}} &= \frac{1,4}{f_y} \\
 &= \frac{1,4}{320} \\
 &= 0,0044 \\
 \rho_{\text{max}} &= 0,75 \rho_{\text{balance}} \\
 &= 0.75 \times 0.0368 \\
 &= 0.0276
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \rho_{\text{perlu}} &= \frac{1}{m} \times \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 m Rn}{f_y}} \right) \\
 &= \frac{1}{16} \times \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 18,286 \times 4,999}{320}} \right) \\
 &= 0.0183
 \end{aligned}$$

**Kontrol**

$$\rho_{\text{perlu}} > \rho_{\text{min}}$$

$$0.0183 > 0,0044$$

Maka yang digunakan  **$\rho$  perlu**

As perlu

$$\begin{aligned}
 &= \rho \times b \times dx \\
 &= 0.0183 \times 500 \text{ mm} \times 1050 \text{ mm} \\
 &= 9609,2276 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Digunakan D32

As terpasang

$$\begin{aligned}
 &= \frac{1}{4} \times \pi \times d^2 \\
 &= 0.25 \times 3.14 \times (32^2) \\
 &= 804,2477 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Dibutuhkan tulangan sejumlah

$$\begin{aligned}
 N &= \frac{As \text{ perlu}}{As \text{ terpasang}} \\
 &= \frac{9609,2276}{804,2477} = 12 \text{ buah}
 \end{aligned}$$

**Digunakan D32 sebanyak 12 buah**

Untuk menjamin agar girder bersifat daktail, maka harus dipasang tulangan tekan sebesar,

As perlu

$$\begin{aligned}
 &= \rho \times b \times dx \\
 &= 0.0044 \times 500 \text{ mm} \times 1050 \text{ mm} \\
 &= 2296,875 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Digunakan D32

As terpasang

$$\begin{aligned}
 &= \frac{1}{4} \times \pi \times d^2 \\
 &= 0.25 \times 3.14 \times (32^2) \\
 &= 804,2477 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 N &= \frac{As \text{ perlu}}{As \text{ terpasang}} \\
 &= \frac{2296,875}{4746,875} = 2,8 \text{ buah}
 \end{aligned}$$

( dijadikan pembulatan menjadi 4 buah )

**Digunakan tulangan tekan D32 sebanyak 4 buah**

#### ➤ Perencanaan sengkang

$$V_u = 405721,4375 \text{ N}$$

$$\begin{aligned}
 V_c &= \frac{1}{6} \times b \times d \times \sqrt{f_c'} \\
 &= \frac{1}{6} \times 500 \times 1050 \times \sqrt{25} \\
 &= 437500 \text{ N} \\
 V_{s \text{ min}} &= \frac{b \times d}{3} \\
 &= \frac{500 \times 1050}{3} \\
 &= 175000 \text{ N}
 \end{aligned}$$

Kontrol,

1.  $V_u \leq 0,5 \times \emptyset \times V_c$   
 $405721,4375 \leq 153125$  ( TIDAK OK )
2.  $0,5 \times \emptyset \times V_c \leq V_u \leq \emptyset \times V_c$   
 $153125 \geq 306250 \leq 137224,7$  ( TIDAK OK )
3.  $\emptyset \times V_c \leq V_u \leq \emptyset ( V_c + V_{s \text{ min}} )$   
 $306250 \geq 405721,4375 \leq 428750$  ( OK )
4.  $\emptyset ( V_c + V_{s \text{ min}} ) \leq V_u \leq \emptyset ( V_c + 1/3 \times \sqrt{f_c'} \times b \times d )$   
 $428750 \geq 405721,4375 \leq 918750$  ( TIDAK OK )
5.  $( V_c + 1/3 \times \sqrt{f_c'} \times b \times d ) \leq V_u \leq \emptyset ( V_c + 2/3 \times \sqrt{f_c'} \times b \times d )$   
 $918750 \geq 405721,4375 \leq 153120$  ( TIDAK OK )

Didapatkan dari kontrol perhitungan diatas masuk pada kondisi 3. Maka perlu tulangan geser, untuk menjaga kestabilan struktur maka tetap direncanakan menggunakan tulangan geser 2 kaki dengan Ø12.

$$\begin{aligned}
 A_v &= 2 \times A_s \\
 &= 2 \times 0,25 \times \pi \times \emptyset^2 \\
 &= 2 \times 0,25 \times 3,14 \times 144 \\
 &= 226,08 \text{ mm}^2 \\
 S &= \frac{A_s \times f_y \times d}{V_s} \\
 &= \frac{226,08 \times 280 \times 1050}{175000} \\
 &= 379,814 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Maka untuk tulangan geser digunakan Ø 12 -300

- **Segmen pada 1/2 bentang (7 m)**

➤ **Reaksi Perletakan**

**Ra Akibat qDL**

$$\begin{aligned}
 \text{Beban mati merata, VA} &= 0,5 \times q_{DL} \times L \\
 &= 0,5 \times 2,61825 \times 14 \\
 &= 18,3278 \text{ ton} \\
 \text{Beban mati terpusat, VA} &= 0,5 \times n \text{ diafragma} \times p_{DL} \\
 &= 0,5 \times 5 \times 0,25 \\
 &= 0,625 \text{ ton} \\
 \text{Total reaksi beban mati} &= 18,3278 \text{ ton} + 0,625 \text{ ton} \\
 &= 18,9528 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

**RVA akibat q UDL**

$$\begin{aligned}
 \text{Beban mati merata, VA} &= 0,5 \times q_{UDL} \times L \\
 &= 0,5 \times 3,4037 \times 14 \\
 &= 23,8259 \text{ ton} \\
 \text{Beban mati terpusat, VA} &= 0,5 \times n \text{ diafragma} \times p_{UDL} \\
 &= 0,5 \times 5 \times 0,325 \\
 &= 0,8125 \text{ ton} \\
 \text{Total reaksi beban mati} &= 23,8259 \text{ ton} + 0,8125 \text{ ton} \\
 &= 24,6384 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

Reaksi Perletakan Akibat Beban Hidup qLL

**Ra Akibat qLL**

$$\begin{aligned}
 &= R_a \times q_{LL} + R_a \text{ P.BGT} \\
 &= (1/2 \times q_{LL} \times L) + (P \text{ BGT} \times \frac{L - L_{\text{Segmen}}}{L}) \\
 &= (1/2 \times 1,6625 \text{ t/m} \times 14 \text{ m}) + (12,005 \text{ ton} \times \frac{14 - 7}{14}) \\
 &= 17,64 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

**Rb Akibat q LL**

$$\begin{aligned}
 &= R_b \times q_{LL} + R_b \text{ P.BGT} \\
 &= (1/2 \times q_{LL} \times L) + (P \text{ BGT} \times \frac{L_{\text{Segmen}}}{L})
 \end{aligned}$$

$$= (1/2 \times 2,0125 \text{ t/m} \times 14 \text{ m}) + (12,005 \text{ ton} \times \frac{7}{14})$$

$$= 17,64 \text{ ton}$$

RVa akibat q ULL

$$= (1/2 \times q \text{ ULL} \times L) + (P_u \text{ BGT} \times \frac{L - L_{\text{Segmen}}}{L})$$

$$= (1/2 \times 2,993 \text{ t/m} \times 14 \text{ m}) + (21,609 \text{ ton} \times \frac{14 - 7}{14})$$

$$= 31,752 \text{ ton}$$

RVb akibat q ULL

$$= (1/2 \times q \text{ ULL} \times L) + (P_u \text{ BGT} \times \frac{L_{\text{Segmen}}}{L})$$

$$= (1/2 \times 2,993 \text{ t/m} \times 14 \text{ m}) + (21,609 \text{ ton} \times \frac{7}{14})$$

$$= 31,752 \text{ ton}$$

### **Akibat beban truck**

$$T_u = P \text{ truck}$$

$$= 28,35 \text{ ton}$$

$$M_t = T_u \times (0,5 \times S)$$

$$= 28,35 \times (0,5 \times 1,75)$$

$$= 25 \text{ ton.m}$$

### ➤ Gaya Lintang D

V akibat q UDL

$$= R_{uV} - (q_{UDL} \times L_{\text{segmen}} - n \times P_u \text{ diafragma})$$

$$= 24,6386 - (3,4037 \times 7 - 1 \times 0.325)$$

$$= -0,1625 \text{ ton}$$

V akibat q ULL

$$= \text{Gaya lintang maksimal antara } R_{uV} \text{ dan } R_{uVb} \text{ akibat BGT}$$

$$= R_{uV} \text{ akibat BGT}$$

$$= 31,752 \text{ ton}$$

Vu total

$$= V_{uDL} + V_{uLL}$$

$$\begin{aligned}
 &= -0,1625 \text{ ton} + 31,752 \text{ ton} \\
 &= 31,5895 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

➤ Gaya Momen

Momen akibat qUDL

$$\begin{aligned}
 &= (q \text{ UDL} \times \frac{L}{2} \times L.\text{segmen}) - (0,5 \times q\text{UDL} \times (L.\text{segmen})^2) \\
 &= (3,4037 \text{ t/m} \times \frac{14 \text{ m}}{2} \times 7 \text{ m}) - (0,5 \times 3,4037 \text{ t/m} \times (7)^2) \\
 &= 83,3913 \text{ ton.m}
 \end{aligned}$$

Momen akibat P diafragma

$$\begin{aligned}
 &= ((n. \text{ diafragma} / 2) \times P_u \text{ diafragma} \times L.\text{segmen}) - P_u \\
 &\text{Diafragma} \times (L \text{ segmen} \times 0,3) \\
 &= (\frac{5}{2} \times 0,325 \times 7) - 0,325 \times (7 \times 0,3) \\
 &= 3,51 \text{ ton. m}
 \end{aligned}$$

Momen Akibat qULL

$$\begin{aligned}
 &= (q\text{ULL} \times L/2 \times L.\text{segmen}) - (0.5 \times q\text{ULL} \times (L\text{segmen})^2) \\
 &= (2,993 \text{ t/m} \times \frac{14}{2} \text{ m} \times 7 \text{ m}) - (0.5 \times 2,993 \text{ t/m} \times (7^2)) \\
 &= 73,31625 \text{ ton.m}
 \end{aligned}$$

Momen Akibat Beban Hidup Terpusat (Pu BGT)

$$\begin{aligned}
 &= P_u \text{ BGT} \times (L - L\text{segmen}) / L \times L.\text{segmen} \\
 &= 21,609 \text{ ton} \times \frac{14-7}{14} \times 7 \text{ m} \\
 &= 75,6315 \text{ ton.m}
 \end{aligned}$$

MU Total

$$\begin{aligned}
 &Mq\text{UDL} + Mu \text{ diafragma} + Mq\text{ULL} + Mu \text{ BGT} \\
 &= 83,3913 + 3,51 + 73,31625 + 75,6315 \\
 &= 235,8490 \text{ tm}
 \end{aligned}$$

➤ Penulangan Girder



$$\begin{aligned}
 m &= \frac{f_y}{\phi \times 0.85} & ,f_y = 320 \text{ Mpa}, f_c' = 25 \text{ Mpa} \\
 m &= \frac{320}{0.8 \times 0.85} \\
 &= 16 \\
 \mu &= \mu_{\text{total}} \\
 &= 2358490125 \text{ Nmm} \\
 M_n &= \frac{\mu}{0.8} \\
 &= \frac{2358490125}{0.8} \\
 &= 2358490125 \text{ Nmm} \\
 R_n &= \frac{M_n}{b \times d^2} \\
 &= \frac{2358490125}{500 \times (1050)^2} \\
 &= 5,348
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \rho_{\text{balance}} &= 0.85 \times \frac{\beta_1}{f_y} \times f_c' \times \frac{600}{600 + f_y} \\
 &= 0.85 \times \frac{0.85}{320} \times 25 \times \frac{600}{920} \\
 &= 0.0368 \\
 \rho_{\text{min}} &= \frac{1,4}{f_y} \\
 &= \frac{1,4}{320} \\
 &= 0,0044 \\
 \rho_{\text{max}} &= 0,75 \rho_{\text{balance}} \\
 &= 0.75 \times 0.0368 \\
 &= 0.0276 \\
 \rho_{\text{perlu}} &= \frac{1}{m} \times \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 m R_n}{f_y}} \right) \\
 &= \frac{1}{16} \times \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 18,286 \times 5,348}{320}} \right) \\
 &= 0.0199
 \end{aligned}$$

**Kontrol** **$\rho_{\text{perlu}} > \rho_{\text{min}}$** 

$$0.0199 > 0.0044$$

Maka yang digunakan  **$\rho_{\text{perlu}}$** 

As perlu

$$= \rho \times b \times dx$$

$$= 0.0199 \times 500 \text{ mm} \times 1050 \text{ mm}$$

$$= 10432,6675 \text{ mm}^2$$

Digunakan D32

As terpasang

$$= \frac{1}{4} \times \pi \times d^2$$

$$= 0.25 \times 3.14 \times (32^2)$$

$$= 804,2477 \text{ mm}^2$$

Dibutuhkan tulangan sejumlah

$$N = \frac{As_{\text{perlu}}}{As_{\text{terpasang}}}$$

$$= \frac{10432,6675}{804,2477} = 13 \text{ buah}$$

**Digunakan D32 sebanyak 13 buah**

Untuk menjamin agar girder bersifat daktail, maka harus dipasang tulangan tekan sebesar,

As perlu

$$= \rho \times b \times dx$$

$$= 0.0044 \times 500 \text{ mm} \times 1050 \text{ mm}$$

$$= 2296,875 \text{ mm}^2$$

Digunakan D32

As terpasang

$$= \frac{1}{4} \times \pi \times d^2$$

$$= 0.25 \times 3.14 \times (32^2)$$

$$= 804,2477 \text{ mm}^2$$

$$N = \frac{As_{\text{perlu}}}{As_{\text{terpasang}}}$$

$$= \frac{2296,875}{4746,875} = 2,8 \text{ buah}$$

( dijadikan pembulatan menjadi 4 buah )

**Digunakan tulangan tekan D32 sebanyak 4 buah**

➤ Perencanaan sengkang

$$\begin{aligned}
 V_u &= 315895 \text{ N} \\
 V_c &= \frac{1}{6} \times b \times d \times \sqrt{f_c'} \\
 &= \frac{1}{6} \times 500 \times 1050 \times \sqrt{25} \\
 &= 437500 \text{ N} \\
 V_{s \text{ min}} &= \frac{b \times d}{3} \\
 &= \frac{500 \times 1050}{3} \\
 &= 175000 \text{ N}
 \end{aligned}$$

Kontrol,

1.  $V_u \leq 0,5 \times \emptyset \times V_c$   
 $315895 \leq 153125$  ( TIDAK OK )
2.  $0,5 \times \emptyset \times V_c \leq V_u \leq \emptyset \times V_c$   
 $153125 \geq 315895 \leq 306250$  ( TIDAK OK )
3.  $\emptyset \times V_c \leq V_u \leq \emptyset ( V_c + V_{s \text{ min}} )$   
 $306250 \geq 315895 \leq 428750$  (OK )
4.  $\emptyset ( V_c + V_{s \text{ min}} ) \leq V_u \leq \emptyset ( V_c + 1/3 \times \sqrt{f_c'} \times b \times d )$   
 $428750 \geq 315895 \leq 918750$  (TIDAK OK )
5.  $( V_c + 1/3 \times \sqrt{f_c'} \times b \times d ) \leq V_u \leq \emptyset ( V_c + 2/3 \sqrt{f_c'} \times b \times d )$   
 $918750 \geq 315895 \leq 153120$  ( TIDAK OK )

Didapatka dari kontrol perhitungan diatas masuk pada kondisi  
 3. Maka perlu tulangan geser, untuk menjaga kestabilan struktur maka tetap direncanakan menggunakan tulangan geser 2 kaki dengan Ø12.

$$\begin{aligned}
 A_v &= 2 \times A_s \\
 &= 2 \times 0,25 \times \pi \times \emptyset^2 \\
 &= 2 \times 0,25 \times 3,14 \times 144 \\
 &= 226,08 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 S &= \frac{A_s \times f_y \times d}{V_s} \\
 &= \frac{226,08 \times 280 \times 1050}{175000} \\
 &= 379,814 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Maka untuk tulangan geser digunakan Ø 12 -300

#### 4.2.6.4. Perhitungan Torsi tengah bentang 14m

##### • *Segmen 1,75 m*

##### 1. Perhitungan momen

##### **Akibat BTR**

$$\begin{aligned}
 M_t \text{ BTR} &= 0,5 \times q_{\text{BTR}} \times \left(\frac{S}{2}\right)^2 \\
 &= 0,5 \times 0,9 \times \left(\frac{1,75}{2}\right)^2 \\
 &= 0,3445 \text{ ton.m/m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_{tu} \text{ BTR} &= M_t \text{ BTR} \times 1,8 \\
 &= 0,3445 \times 1,8 \\
 &= 0,6202 \text{ tm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 T_u \text{ BTR} &= M_{tu} \text{ BTR} \times \frac{L}{2} \\
 &= 0,6202 \times \frac{14}{2} \\
 &= 4,3411 \text{ ton.m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Bid } T_u \text{ BTR} &= T_u \text{ BTR} - M_{tu} \text{ BTR} \times L \text{ segmen} \\
 &= 4,3411 + 0,6202 \times 1,75 \\
 &= 3,2558 \text{ ton.m}
 \end{aligned}$$

##### **Akibat BGT**

$$\begin{aligned}
 M_t \text{ BGT} &= 0,5 \times q_{\text{BTR}} \times \left(\frac{S}{2}\right)^2 \\
 &= 0,5 \times 4,9 \times \left(\frac{1,75}{2}\right)^2 \\
 &= 1,8758 \text{ ton.m/m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Mtu BGT} &= \text{Mt BTR} \times 1,8 \times \text{faktor kejut} \\
 &= 1,8758 \times 1,8 \times 1,4 \\
 &= 4,7270 \text{ tm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Tu BGT A} &= \frac{L - \text{Lsegmen}}{2} \times \text{Mu} \\
 &= \frac{14 - 1,75}{2} \times 4,7270 \\
 &= 4,1316 \text{ ton. m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Tu BGT B} &= \frac{\text{Lsegmen}}{L} \times \text{Mu} \\
 &= \frac{1,75}{14} \times 4,7270 \\
 &= 0,5909 \text{ ton. m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Tu LL} &= \frac{\text{Lsegmen}}{L} \times \text{Mu} \\
 &= \frac{1,75}{14} \times 4,7270 \\
 &= 4,1361 \text{ ton. m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{TU total 1} &= \text{Tu LL} + \text{bid Tu BTR} \\
 &= 3,2558 + 4,7907 \\
 &= 7,3919 \text{ ton. m}
 \end{aligned}$$

### **Akibat Beban Aspal**

$$\begin{aligned}
 \text{Mt Aspal} &= 0,5 \times q_{\text{aspal}} \times \left(\frac{S}{2}\right)^2 \\
 &= 0,5 \times 0,462 \times \left(\frac{1,75}{2}\right)^2 \\
 &= 0,1769 \text{ ton. m/m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Mtu Aspal} &= \text{Mt aspal} \times 1,3 \\
 &= 0,1769 \times 1,3 \\
 &= 0,2299 \text{ tm}
 \end{aligned}$$

$$\text{Tu Aspal} = \text{Mtu aspal} \times \frac{L}{2}$$

$$= 0,6202 \times \frac{14}{2}$$

$$= 1,6094 \text{ ton.m}$$

$$\begin{aligned} \text{Bid Tu Aspal} &= \text{Tu aspal} - \text{Mtu aspal} \times \text{L. segmen} \\ &= 1,6094 + 0,2299 \times 1,75 \\ &= 1,2071 \text{ ton.m} \end{aligned}$$

### **Akibat Beban Plat Lantai**

$$\begin{aligned} \text{Mt Plat lantai} &= 0,5 \times (\text{ts} \times \text{Bv beton} \times \left(\frac{s}{2} - \frac{\text{Bw}}{2000}\right) \times \left(\frac{s}{2}\right)^2 \\ &= 0,5 \times 0,25 \times 2,5 \times \left(\frac{1,75}{2} - \frac{500}{2000}\right) \times \left(\frac{1,75}{2}\right)^2 \\ &= 0,1495 \text{ ton.m/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Mtu Plat lantai} &= \text{Mt Aspal} \times 1,3 \\ &= 0,1495 \times 1,8 \\ &= 0,1944 \text{ tm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Tu Plat} &= \text{Mtu} \times \frac{L}{2} \\ &= 0,1944 \times \frac{14}{2} \\ &= 1,3608 \text{ ton.m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Bid Tu Plat} &= \text{Tu Plat} - \text{Mtu Plat} \times \text{L. segmen} \\ &= 1,3608 - 0,1944 \times 1,75 \\ &= 1,0206 \text{ ton.m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{TU total 2} &= \text{Bid Tu Aspal} + \text{Bid Tu Plat} \\ &= 1,2071 + 1,0206 \\ &= 2,2276 \text{ ton.m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{TU kiri total} &= \text{Tu total 1} + \text{Tu total 2} \\ &= 7,3919 + 2,2276 \end{aligned}$$

$$= 9,6 \text{ ton.m}$$

Torsi Ruas kiri lebih besar maka  $\Delta T_u \text{ total} = 9,619$

## 2. Perhitungan tulangan torsi

$$F_c' = 25 \text{ Mpa}$$

$$F_y = 280 \text{ Mpa}$$

$$\phi = 0,7$$

$$h = 1600 \text{ mm}$$

$$b = 700 \text{ mm}$$

$$d' = 50 \text{ mm}$$

$$d = 1550 \text{ mm}$$

Keterangan :

$A_{cp}$  = Luas penampang solid

$A_{oh}$  = Luas penampang yang dibatasi tul. Torsi

$P_{cp}$  = Keliling luar penampang

$Ph$  = Keliling yang dibatasi tul. Sengkan

$$\begin{aligned} T_n &= \frac{T_u}{\phi} \\ &= \frac{9,619}{0,7} \\ &= 13,7422 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{cp} &= b \times h \\ &= 500 \times 1100 \\ &= 550000 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_{cp} &= 2 \times (b + h) \\ &= 2 \times (500 + 1100) \\ &= 3200 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{oh} &= (h - 2 \times d') \times (b - 2 \times d') \\ &= (1100 - 2 \times 50) \times (500 - 2 \times 50) \\ &= 400000 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Ph &= 2 \times (h - 2 \times d') + (b - 2 \times d') \\
 &= 2 \times (1100 - 2 \times 50) + (500 - 2 \times 50) \\
 &= 2400 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_o &= 0,85 \times A_{oh} \\
 &= 0,85 \times 400000 \\
 &= 340000 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Tu_{\max} &= 0,6 \times \frac{\sqrt{f_c'} \times (b_w \times h)^2}{3 \times (2 \times b_w + h) \times 10000000} \\
 &= 0,6 \times \frac{\sqrt{25} \times (500 \times 1100)^2}{3 \times (2 \times 500 + 1100) \times 10000000} \\
 &= 9,4531 \text{ ton.m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Tu_{\min} &= 0,6 \times \frac{\sqrt{f_c'} \times (b_w \times h)^2}{12 \times (2 \times b_w + h) \times 10000000} \\
 &= 0,6 \times \frac{\sqrt{25} \times (500 \times 1100)^2}{12 \times (2 \times 500 + 1100) \times 10000000} \\
 &= 2,228 \text{ ton.m}
 \end{aligned}$$

Kontrol Tu :

$$Tu_{\min} < Tu < Tu_{\max}$$

$$2,228 > 9,619 < 9,4531 \quad \text{NO}$$

Pada hasil diatas, torsi yang terjadi kurang dari torsi minimum, maka tidak diperlukan perhitungan lanjutan.

Kontrol Penampang :

$$\begin{aligned}
 &\sqrt{\frac{V_u \times 10000}{b_w \times d}} + 2 \left( \frac{p_h \times T_u \times 10000000}{(1,7 \times (A_{oh})^2)^2} \right) < 0,6 \times \left( \frac{V_c \times 10000}{b_w - d} + \right. \\
 &2 \left. \frac{\sqrt{f_c}}{3} \right) \\
 &0,958 < 2,00 \text{ CUKUP}
 \end{aligned}$$

$$Tu = 13,7422$$

$$\frac{A_v}{s} = \frac{V_{\text{perlu}} \times 10000}{b_w \times d}$$



$$\frac{Avt}{s} = 0,9364$$

$$2 \frac{At}{s} = \frac{2 \times Tu \times 10000000}{2 \times bw \times Aoh}$$

$$2 \frac{Avt}{s} = 1,2631$$

$$Avt/s = 0,9364 + 1,2631$$

$$= 2,1995$$

Dipasang sengkang D12 -100

$$AI = \frac{\frac{2Ast}{s}}{2} \times ph \times \frac{fy}{fy}$$

$$= 1515,6881 \text{ mm}^2$$

$$AI/4 = \frac{1515,6881}{4}$$

$$= 378,9220 \text{ mm}^2$$

$$T = As \times fy$$

$$= 121255,05 \text{ N}$$

$$a = \frac{T}{0,85 \times fc' \times bw}$$

$$= 11,4122 \text{ mm}$$

$$\text{Mu torsi} = 0,8 \times T \times (d - a)/2 \times 10000000$$

$$= 10,1301 \text{ ton.m}$$

$$\text{Mu total} = 43,2189 \text{ ton.m}$$

Direncanakan tulangan torsi lentur bawah dengan diameter 5 D  
32

$$\text{Setelah ditambah akibat torsi} = \frac{1}{4} \times \pi \times d^2 \times n$$

$$= 4021,2386 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned} T &= \frac{As}{f_y} \\ &= \frac{4021,2386}{320} \\ &= 1286796,4 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} a &= \frac{T}{0,85 \times f_c' \times b w} \\ &= 121,1102 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Mu torsi} &= 0,8 \times T (d - a)/2) \times 10000000 \\ &= 101,8571 \text{ ton.m} \end{aligned}$$

Mu terpasang > Mu perlu

$$101,8571 > 43,2189 \quad \text{OK}$$

Direncanakan tulangan torsi lentur samping dengan diameter 4 D  
16

$$\begin{aligned} \text{Setelah ditambah akibat torsi} &= \frac{1}{4} \times \pi \times d^2 \times n \\ &= 804,247 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} T &= \frac{As}{f_y} \\ &= \frac{804,247}{320} \\ &= 257359,2701 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} a &= \frac{T}{0,85 \times f_c' \times b w} \\ &= 59,1359 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Mu torsi} &= 0,8 \times T (d - a)/2) \times 10000000 \\ &= 21,3688 \text{ ton.m} \end{aligned}$$

Mu terpasang > Mu perlu

$$21,3688 > 5,2980 \quad \text{OK}$$

Direncanakan tulangan torsi lentur atas dengan diameter 4 D 25

$$\begin{aligned}\text{Setelah ditambah akibat torsi} &= \frac{1}{4} \times \pi \times d^2 \times n \\ &= 1963,49 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}T &= \frac{A_s}{f_y} \\ &= \frac{1963,49}{320} \\ &= 628318,531 \text{ N}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}a &= \frac{T}{0,85 \times f_c' \times b \times w} \\ &= 42,2399 \text{ mm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Mu torsi} &= 0,8 \times T \times (d - a)/2 \times 10000000 \\ &= 51,2925 \text{ ton.m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Mu terpasang} &> \text{Mu perlu} \\ 51,2925 &> 5,2980 \quad \text{OK}\end{aligned}$$

- **Segmen 3,5 m**

1. Perhitungan momen

- **Mu A ( ruas kanan )**

**Akibat Beban hidup Trotoar**

$$\begin{aligned}\text{Mt Trotoar} &= 0,5 \times q \text{pejalan kaki} \times \left(\frac{s}{2}\right)^2 \\ &= 0,5 \times 0,5 \times \left(\frac{1,75}{2}\right)^2 \\ &= 0,1914 \text{ ton.m/m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Mtu Trotoar} &= \text{Mt Trotoar} \times 1,8 \\ &= 0,1914 \times 1,8 \\ &= 0,3445 \text{ tm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Tu Trotoar} &= \text{Mtu Trotoar} \times \frac{L}{2} \\
 &= 0,3445 \times \frac{14}{2} \\
 &= 2,4117 \text{ ton.m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Bid Tu Trotoar} &= \text{Tu Trotoar} - \text{Mtu Trotoar} \times \text{L. segmen} \\
 &= 2,4117 + 0,3445 \times 3,5 \\
 &= 1,2059 \text{ ton.m}
 \end{aligned}$$

### **Akibat Beban Trotoar**

$$\begin{aligned}
 \text{Mt Trotoar} &= 0,5 \times q_{\text{trotoar}} \times \left(\frac{S}{2}\right)^2 \\
 &= 0,5 \times 0,542 \times \left(\frac{1,75}{2}\right)^2 \\
 &= 0,2393 \text{ ton.m/m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Mtu Trotoar} &= \text{Mt Trotoar} \times 1,3 \\
 &= 0,2393 \times 1,3 \\
 &= 0,3110 \text{ tm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Tu Trotoar} &= \text{Mtu Trotoar} \times \frac{L}{2} \\
 &= 0,3110 \times \frac{14}{2} \\
 &= 2,1772 \text{ ton.m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Bid Tu Trotoar} &= \text{Tu Trotoar} - \text{Mtu Trotoar} \times \text{L. segmen} \\
 &= 2,1772 + 0,3110 \times 3,5 \\
 &= 1,0886 \text{ ton.m}
 \end{aligned}$$

### **Akibat Beban Plat kantilever**

$$\text{Mt Plat} = 0,5 \times t_s \times \left(\frac{S}{2}\right)^2$$

$$\begin{aligned}
 &= 0,5 \times 0,25 \times \left( \frac{1,75}{2} \right)^2 \\
 &= 0,0957 \text{ ton. m/m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Mtu Plat} &= \text{Mt Plat} \times 1,3 \\
 &= 0,0957 \times 1,3 \\
 &= 0,1244 \text{ tm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Tu Plat} &= \text{Mtu Plat} \times \frac{L}{2} \\
 &= 0,1244 \times \frac{14}{2} \\
 &= 0,8709 \text{ ton. m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Bid Tu Plat} &= \text{Tu Plat} - \text{Mtu Plat} \times \text{L. segmen} \\
 &= 0,8709 - 0,1244 \times 3,5 \\
 &= 0,4354 \text{ ton. m}
 \end{aligned}$$

### **Akibat Beban Tiang Sandaran**

$$\begin{aligned}
 \text{Mt Tiang} &= Q_{\text{mati tiang}} \times (\text{lebar lantai trotoar} - B_w) \\
 &= 0,14852 \times (1 \times 0,5) \\
 &= 0,00743 \text{ ton. m/m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Mtu Tiang} &= \text{Mt Plat} \times 1,3 \\
 &= 0,00743 \times 1,3 \\
 &= 0,00965 \text{ tm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Tu Tiang} &= \text{Mtu Plat} \times \frac{L}{2} \\
 &= 0,00965 \times \frac{14}{2} \\
 &= 0,06758 \text{ ton. m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Bid Tu Tiang} &= \text{Tu Tiang} - \text{MtuTiang} \times \text{L. segmen} \\
 &= 0,06758 - 0,00965 \times 3,5 \\
 &= 0,3379 \text{ ton. m}
 \end{aligned}$$

TU kanan total = 3,0678 ton. m

- **MuB ( ruas kiri )**

**Akibat BTR**

$$\begin{aligned} \text{Mt BTR} &= 0,5 \times q_{\text{BTR}} \times \left( \frac{S}{2} \right)^2 \\ &= 0,5 \times 0,9 \times \left( \frac{1,75}{2} \right)^2 \\ &= 0,3445 \text{ ton. m/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Mtu BTR} &= \text{Mt BTR} \times 1,8 \\ &= 0,3445 \times 1,8 \\ &= 0,6202 \text{ tm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Tu BTR} &= \text{Mtu BTR} \times \frac{L}{2} \\ &= 0,6202 \times \frac{14}{2} \\ &= 4,3411 \text{ ton. m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Bid Tu BTR} &= \text{Tu BTR} - \text{Mtu BTR} \times L \text{ segmen} \\ &= 4,3411 + 0,6202 \times 3,5 \\ &= 2,1705 \text{ ton. m} \end{aligned}$$

**Akibat BGT**

$$\begin{aligned} \text{Mt BGT} &= 0,5 \times q_{\text{BTR}} \times \left( \frac{S}{2} \right)^2 \\ &= 0,5 \times 4,9 \times \left( \frac{1,75}{2} \right)^2 \\ &= 1,8758 \text{ ton. m/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Mtu BGT} &= \text{Mt BTR} \times 1,8 \times \text{faktor kejut} \\ &= 1,8758 \times 1,8 \times 1,4 \\ &= 4,7270 \text{ tm} \end{aligned}$$

$$\text{Tu BGT A} = \frac{L - L_{\text{segmen}}}{2} \times \text{Mu}$$

$$= \frac{14-3,5}{2} \times 4,7270$$

$$= 3,5452 \text{ ton. m}$$

$$\text{Tu BGT B} = \frac{\text{Lsegmen}}{L} \times \text{Mu}$$

$$= \frac{3,5}{14} \times 4,7270$$

$$= 1,1817 \text{ ton. m}$$

$$\text{Tu LL} = \frac{\text{Lsegmen}}{L} \times \text{Mu}$$

$$= \frac{3,5}{14} \times 4,7270$$

$$= 3,5452 \text{ ton. m}$$

$$\text{Tu total 1} = \text{Tu LL} + \text{bid Tu BTR}$$

$$= 3,5452 + 2,1705$$

$$= 5,7158 \text{ ton. m}$$

### **Akibat Beban Aspal**

$$\text{Mt Aspal} = 0,5 \times \text{qaspal} \times \left(\frac{S}{2}\right)^2$$

$$= 0,5 \times 0,462 \times \left(\frac{1,75}{2}\right)^2$$

$$= 0,1769 \text{ ton. m/m}$$

$$\text{Mtu Aspal} = \text{Mt aspal} \times 1,3$$

$$= 0,1769 \times 1,3$$

$$= 0,2299 \text{ tm}$$

$$\text{Tu Aspal} = \text{Mtu aspal} \times \frac{L}{2}$$

$$= 0,6202 \times \frac{14}{2}$$

$$= 1,6094 \text{ ton. m}$$

$$\text{Bid Tu Aspal} = \text{Tu aspal} - \text{Mtu aspal} \times L. \text{ segmen}$$

$$= 1,6094 - 0,2299 \times 3,5$$

$$= 0,8047 \text{ ton. m}$$

**Akibat Beban Plat Lantai**

Mt Plat lantai

$$\begin{aligned}
 &= 0,5 \times (ts \times Bv \text{ beton} \times (\frac{s}{2} - \frac{Bw}{2000}) \times (\frac{s}{2})^2) \\
 &= 0,5 \times 0,25 \times 2,5 \times (\frac{1,75}{2} - \frac{500}{2000}) \times (\frac{1,75}{2})^2 \\
 &= 0,1495 \text{ ton. m/m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Mtu Plat lantai} &= \text{Mt Aspal} \times 1,3 \\
 &= 0,1495 \times 1,8 \\
 &= 0,1944 \text{ tm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Tu Plat} &= \text{Mtu} \times \frac{L}{2} \\
 &= 0,1944 \times \frac{14}{2} \\
 &= 1,3608 \text{ ton. m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Bid Tu Plat} &= \text{Tu Plat} - \text{Mtu Plat} \times L \text{ segmen} \\
 &= 1,3608 - 0,1944 \times 3,5 \\
 &= 0,6804 \text{ ton. m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{TU total 2} &= \text{Bid Tu Aspal} + \text{Bid Tu Plat} \\
 &= 0,8047 + 0,6804 \\
 &= 1,4851 \text{ ton. m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{TU kiri total} &= \text{Tu total 1} + \text{Tu total 2} \\
 &= 5,176 + 2,2276 \\
 &= 7,2009 \text{ ton. m}
 \end{aligned}$$

maka  $\Delta \text{ Tu total} = 7,2009$ **2. Perhitungan tulangan torsi**

$$f_c' = 25 \text{ Mpa}$$

$$f_y = 280 \text{ Mpa}$$

$$\phi = 0,7$$

$$h = 1600 \text{ mm}$$



$$\begin{aligned}
 b &= 700 \text{ mm} \\
 d' &= 50 \text{ mm} \\
 d &= 1550 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Keterangan :

$A_{cp}$  = Luas penampang solid  
 $A_{oh}$  = Luas penampang yang dibatasi tul. Torsi  
 $P_{cp}$  = Keliling luar penampang  
 $Ph$  = Keliling yang dibatasi tul. Sengkang

$$\begin{aligned}
 T_n &= \frac{T_u}{\phi} \\
 &= \frac{7,2009}{0,7} \\
 &= 10,287
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_{cp} &= b \times h \\
 &= 500 \times 1100 \\
 &= 550000 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 P_{cp} &= 2 \times (b + h) \\
 &= 2 \times (500 + 1100) \\
 &= 3200 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_{oh} &= (h - 2 \times d') \times (b - 2 \times d') \\
 &= (1100 - 2 \times 50) \times (500 - 2 \times 50) \\
 &= 400000 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Ph &= 2 \times (h - 2 \times d') + (b - 2 \times d') \\
 &= 2 \times (1100 - 2 \times 50) + (500 - 2 \times 50) \\
 &= 2400 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_o &= 0,85 \times A_{oh} \\
 &= 0,85 \times 400000 \\
 &= 340000 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Tu \text{ max} &= 0,6 \times \frac{\sqrt{f_c'} \times (bw \times h)^2}{3 \times (2 \times bw + h) \times 10000000} \\
 &= 0,6 \times \frac{\sqrt{25} \times (500 \times 1100)^2}{3 \times (2 \times 500 + 1100) \times 10000000} \\
 &= 9,4531 \text{ ton.m} \\
 Tu \text{ min} &= 0,6 \times \frac{\sqrt{f_c'} \times (bw \times h)^2}{12 \times (2 \times bw + h) \times 10000000} \\
 &= 0,6 \times \frac{\sqrt{25} \times (500 \times 1100)^2}{12 \times (2 \times 500 + 1100) \times 10000000} \\
 &= 2,228 \text{ ton.m}
 \end{aligned}$$

Kontrol Tu :

$$Tu \text{ min} < Tu < Tu \text{ max}$$

$$2,228 > 7,2009 < 9,4531 \quad \text{No}$$

Pada hasil diatas, torsi yang terjadi lebih dari torsi minimum, maka diperlukan perhitungan lanjutan.

Kontrol Penampang :

$$\sqrt{\frac{Vu \times 10000}{bw \times d}} + 2 \left( \frac{ph \times Tu \times 10000000}{(1,7 \times (Aoh)^2)^2} \right) < 0,6 \times \left( \frac{Vc \times 10000}{bw - d} + 2 \frac{\sqrt{f_c}}{3} \right)$$

$$0,8696 < 2,00 \quad \text{CUKUP}$$

$$Tu = 10,2870$$

$$\begin{aligned}
 \frac{Av}{s} &= \frac{Vsperlu \times 10000}{bw \times d} \\
 \frac{Avt}{s} &= 0,9364
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 2 \frac{At}{s} &= \frac{2 \times Tu \times 10000000}{2 \times bw \times Aoh} \\
 2 \frac{Avt}{s} &= 0,9455
 \end{aligned}$$

$$Avt / s = 0,9364 + 0,9455$$

$$= 1,8819$$

Dipasang sengkang D12 -100

$$\begin{aligned} AI &= \frac{\frac{2Ast}{s}}{2} x ph x \frac{fy}{fy} \\ &= 1134,5913 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} AI/4 &= \frac{1134,5913}{4} \\ &= 283,6478 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} T &= As x fy \\ &= 90767,31 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} a &= \frac{T}{0,85 x fc' x bw} \\ &= 8,5428 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Mu torsi} &= 0,8 x T (d - a)/2) 10000000 \\ &= 7,5934 \text{ ton.m} \end{aligned}$$

$$\text{Mu total} = 64,3171 \text{ ton.m}$$

Direncanakan tulangan torsi lentur bawah dengan diameter 9 D  
32

$$\begin{aligned} \text{Setelah ditambah akibat torsi} &= \frac{1}{4} x \pi x d^2 x n \\ &= 7238,2295 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} T &= \frac{As}{fy} \\ &= \frac{7238,2295}{320} \\ &= 2316233,4 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} a &= \frac{T}{0,85 x fc' x bw} \\ &= 217,9984 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Mu torsi} &= 0,8 x T (d - a)/2) 10000000 \\ &= 174,3662 \text{ ton.m} \end{aligned}$$

Mu terpasang > Mu perlu

$$174,3662 > 64,3171 \quad \text{OK}$$

Direncanakan tulangan torsi lentur samping dengan diameter 4 D 16

$$\begin{aligned} \text{Setelah ditambah akibat torsi} &= \frac{1}{4} \times \pi \times d^2 \times n \\ &= 804,247 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} T &= \frac{A_s}{f_y} \\ &= \frac{804,247}{320} \\ &= 257359,2701 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} a &= \frac{T}{0,85 \times f_c' \times b \times w} \\ &= 59,1359 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Mu torsi} &= 0,8 \times T \times (d - a)/2 \times 10000000 \\ &= 21,3688 \text{ ton.m} \end{aligned}$$

Mu terpasang > Mu perlu

$$21,3688 > 5,2980 \quad \text{OK}$$

Direncanakan tulangan torsi lentur atas dengan diameter 4 D 25

$$\begin{aligned} \text{Setelah ditambah akibat torsi} &= \frac{1}{4} \times \pi \times d^2 \times n \\ &= 1963,49 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} T &= \frac{A_s}{f_y} \\ &= \frac{1963,49}{320} \\ &= 628318,531 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} a &= \frac{T}{0,85 \times f_c' \times b \times w} \\ &= 42,2399 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Mu torsi} &= 0,8 \times T (d - a)/2) 10000000 \\ &= 51,2925 \text{ ton.m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Mu terpasang} &> \text{Mu perlu} \\ 51,2925 &> 5,2980 \quad \text{OK}\end{aligned}$$

• **Segmen 5,25 m**

1. Perhitungan momen

**Akibat BTR**

$$\begin{aligned}\text{Mt BTR} &= 0,5 \times q_{\text{BTR}} \times \left(\frac{S}{2}\right)^2 \\ &= 0,5 \times 0,9 \times \left(\frac{1,75}{2}\right)^2 \\ &= 0,3445 \text{ ton.m/m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Mtu BTR} &= \text{Mt BTR} \times 1,8 \\ &= 0,3445 \times 1,8 \\ &= 0,6202 \text{ tm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Tu BTR} &= \text{Mtu BTR} \times \frac{L}{2} \\ &= 0,6202 \times \frac{14}{2} \\ &= 4,3411 \text{ ton.m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Bid Tu BTR} &= \text{Tu BTR} - \text{Mtu BTR} \times L. \text{ segmen} \\ &= 4,3411 - 0,6202 \times 5,25 \\ &= 1,0853 \text{ ton.m}\end{aligned}$$

**Akibat BGT**

$$\begin{aligned}\text{Mt BGT} &= 0,5 \times q_{\text{BTR}} \times \left(\frac{S}{2}\right)^2 \\ &= 0,5 \times 4,9 \times \left(\frac{1,75}{2}\right)^2 \\ &= 1,8758 \text{ ton.m/m}\end{aligned}$$

$$\text{Mtu BGT} = \text{Mt BTR} \times 1,8 \times \text{faktor kejut}$$

$$= 1,8758 \times 1,8 \times 1,4$$

$$= 4,7270 \text{ tm}$$

$$\text{Tu BGT A} = \frac{L - L_{\text{segmen}}}{2} \times \text{Mu}$$

$$= \frac{14 - 5,25}{2} \times 4,7270$$

$$= 2,9544 \text{ ton. m}$$

$$\text{Tu BGT B} = \frac{L_{\text{segmen}}}{L} \times \text{Mu}$$

$$= \frac{5,25}{14} \times 4,7270$$

$$= 1,7726 \text{ ton. m}$$

$$\text{Tu LL} = \frac{L_{\text{segmen}}}{L} \times \text{Mu}$$

$$= \frac{5,25}{14} \times 4,7270$$

$$= 2,9544 \text{ ton. m}$$

$$\text{TU total 1} = \text{Tu LL} + \text{bid Tu BTR}$$

$$= 2,9544 + 1,0853$$

$$= 4,0396 \text{ ton. m}$$

### **Akibat Beban Aspal**

$$\text{Mt Aspal} = 0,5 \times q_{\text{aspal}} \times \left(\frac{S}{2}\right)^2$$

$$= 0,5 \times 0,462 \times \left(\frac{1,75}{2}\right)^2$$

$$= 0,1769 \text{ ton. m/m}$$

$$\text{Mtu Aspal} = \text{Mt aspal} \times 1,3$$

$$= 0,1769 \times 1,3$$

$$= 0,2299 \text{ tm}$$

$$\text{Tu Aspal} = \text{Mtu aspal} \times \frac{L}{2}$$

$$= 0,6202 \times \frac{14}{2}$$

$$= 1,6094 \text{ ton. m}$$

$$\begin{aligned} \text{Bid Tu Aspal} &= \text{Tu aspal} - \text{Mtu aspal} \times \text{L. segmen} \\ &= 1,6094 + 0,2299 \times 5,25 \\ &= 0,4024 \text{ ton. m} \end{aligned}$$

### **Akibat Beban Plat Lantai**

$$\begin{aligned} \text{Mt Plat lantai} &= 0,5 \times (ts \times Bv \text{ beton} \times \left(\frac{S}{2} - \frac{Bw}{2000}\right) \times \left(\frac{S}{2}\right)^2 \\ &= 0,5 \times 0,25 \times 2,5 \times \left(\frac{1,75}{2} - \frac{500}{2000}\right) \times \left(\frac{1,75}{2}\right)^2 \\ &= 0,1495 \text{ ton. m/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Mtu Plat lantai} &= \text{Mt Aspal} \times 1,3 \\ &= 0,1495 \times 1,8 \\ &= 0,1944 \text{ tm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Tu Plat} &= \text{Mtu} \times \frac{L}{2} \\ &= 0,1944 \times \frac{14}{2} \\ &= 1,3608 \text{ ton. m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Bid Tu Plat} &= \text{Tu Plat} - \text{Mtu Plat} \times \text{L. segmen} \\ &= 1,3608 - 0,1944 \times 5,25 \\ &= 0,3402 \text{ ton. m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{TU total 2} &= \text{Bid Tu Aspal} + \text{Bid Tu Plat} \\ &= 0,4024 + 0,3402 \\ &= 0,7425 \text{ ton. m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{TU kiri total} &= \text{TU total 1} + \text{TU total 2} \\ &= 4,0396 + 0,7425 \\ &= 4,7822 \text{ ton. m} \end{aligned}$$

Torsi Ruas kiri lebih besar maka  $\Delta T_u \text{ total} = 4,7822$

2. Perhitungan tulangan torsi

$$F_c' = 25 \text{ Mpa}$$

$$F_y = 280 \text{ Mpa}$$

$$\phi = 0,7$$

$$h = 1600 \text{ mm}$$

$$b = 700 \text{ mm}$$

$$d' = 50 \text{ mm}$$

$$d = 1550 \text{ mm}$$

Keterangan :

$A_{cp}$  = Luas penampang solid

$A_{oh}$  = Luas penampang yang dibatasi tul. Torsi

$P_{cp}$  = Keliling luar penampang

$Ph$  = Keliling yang dibatasi tul. Sengkang

$$\begin{aligned} T_n &= \frac{T_u}{\phi} \\ &= \frac{4,7822}{0,7} \\ &= 6,8317 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{cp} &= b \times h \\ &= 500 \times 1100 \\ &= 550000 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_{cp} &= 2 \times (b + h) \\ &= 2 \times (500 + 1100) \\ &= 3200 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{oh} &= (h - 2 \times d') \times (b - 2 \times d') \\ &= (1100 - 2 \times 50) \times (500 - 2 \times 50) \\ &= 400000 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$Ph = 2 \times (h - 2 \times d') + (b - 2 \times d')$$



$$= 2 \times (1100 - 2 \times 50) + (500 - 2 \times 50)$$

$$= 2400 \text{ mm}$$

$$A_o = 0,85 \times A_{oh}$$

$$= 0,85 \times 400000$$

$$= 340000 \text{ mm}^2$$

$$Tu_{\max} = 0,6 \times \frac{\sqrt{f_c'} \times (b_w \times h)^2}{3 \times (2 \times b_w + h) \times 10000000}$$

$$= 0,6 \times \frac{\sqrt{25} \times (500 \times 1100)^2}{3 \times (2 \times 500 + 1100) \times 10000000}$$

$$= 9,4531 \text{ ton.m}$$

$$Tu_{\min} = 0,6 \times \frac{\sqrt{f_c'} \times (b_w \times h)^2}{12 \times (2 \times b_w + h) \times 10000000}$$

$$= 0,6 \times \frac{\sqrt{25} \times (500 \times 1100)^2}{12 \times (2 \times 500 + 1100) \times 10000000}$$

$$= 2,228 \text{ ton.m}$$

Kontrol  $Tu$  :

$$Tu_{\min} < Tu < Tu_{\max}$$

$$2,228 < 4,7822 < 9,4531$$

OK

Pada hasil diatas, torsi yang terjadi lebih dari torsi minimum, maka diperlukan perhitungan lanjutan.

Kontrol Penampang :

$$\sqrt{\frac{V_u \times 10000}{b_w \times d}} + 2 \left( \frac{p_h \times T_u \times 10000000}{(1,7 \times (A_{oh})^2)} \right) < 0,6 \times \left( \frac{V_c \times 10000}{b_w - d} + 2 \frac{\sqrt{f_c}}{3} \right)$$

$$0,7748 < 2,3564 \quad \text{CUKUP}$$

$$Tu = 6,8317$$

$$\frac{A_v}{s} = \frac{V_{\text{perlu}} \times 10000}{b_w \times d}$$

$$\frac{Avt}{s} = 0,9364$$

$$2 \frac{At}{s} = \frac{2 \times Tu \times 10000000}{2 \times bw \times Aoh}$$

$$2 \frac{Avt}{s} = 0,6279$$

$$Avt / s = 0,9364 + 0,5279$$

$$= 1,5643$$

Dipasang sengkang D12 -125

$$AI = \frac{\frac{2Ast}{s}}{2} \times ph \times \frac{fy}{fy}$$

$$= 753,4945 \text{ mm}^2$$

$$AI/4 = \frac{753,4945}{4}$$

$$= 188,3736 \text{ mm}^2$$

$$T = As \times fy$$

$$= 60297,56 \text{ N}$$

$$a = \frac{T}{0,85 \times fc' \times bw}$$

$$= 5,6734 \text{ mm}$$

$$\text{Mu torsi} = 0,8 \times T (d - a)/2) \times 10000000$$

$$= 5,0498 \text{ ton.m}$$

$$\text{Mu total} = 75,9543 \text{ ton.m}$$

Direncanakan tulangan torsi lentur bawah dengan diameter 12 D  
32

$$\text{Setelah ditambah akibat torsi} = \frac{1}{4} \times \pi \times d^2 \times n$$

$$= 9650,9726 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned} T &= \frac{As}{f_y} \\ &= \frac{9650,9726}{320} \\ &= 3088311,2 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} a &= \frac{T}{0,85 \times f_c' \times b \times w} \\ &= 290,6646 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Mu torsi} &= 0,8 \times T (d - a)/2) \times 10000000 \\ &= 223,5116 \text{ ton.m} \end{aligned}$$

Mu terpasang > Mu perlu  
 223,5116 > 75,9543 OK

Direncanakan tulangan torsi lentur samping dengan diameter 4 D  
 16

$$\begin{aligned} \text{Setelah ditambah akibat torsi} &= \frac{1}{4} \times \pi \times d^2 \times n \\ &= 804,247 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} T &= \frac{As}{f_y} \\ &= \frac{804,247}{320} \\ &= 257359,2701 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} a &= \frac{T}{0,85 \times f_c' \times b \times w} \\ &= 59,1359 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Mu torsi} &= 0,8 \times T (d - a)/2) \times 10000000 \\ &= 21,3688 \text{ ton.m} \end{aligned}$$

Mu terpasang > Mu perlu  
 21,3688 > 5,2980 OK

Direncanakan tulangan torsi lentur atas dengan diameter 4 D 25

$$\begin{aligned}\text{Setelah ditambah akibat torsi} &= \frac{1}{4} \times \pi \times d^2 \times n \\ &= 1963,49 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}T &= \frac{A_s}{f_y} \\ &= \frac{1963,49}{320} \\ &= 628318,531 \text{ N}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}a &= \frac{T}{0,85 \times f_c' \times b \times w} \\ &= 42,2399 \text{ mm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Mu torsi} &= 0,8 \times T \times (d - a)/2 \times 10000000 \\ &= 51,2925 \text{ ton.m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Mu terpasang} &> \text{Mu perlu} \\ 51,2925 &> 5,2980 \quad \text{OK}\end{aligned}$$

- **Segmen 7 m**

1. Perhitungan momen

**Akibat BTR**

$$\begin{aligned}\text{Mt BTR} &= 0,5 \times q_{\text{BTR}} \times \left(\frac{S}{2}\right)^2 \\ &= 0,5 \times 0,9 \times \left(\frac{1,75}{2}\right)^2 \\ &= 0,3445 \text{ ton.m/m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Mtu BTR} &= \text{Mt BTR} \times 1,8 \\ &= 0,3445 \times 1,8 \\ &= 0,6202 \text{ tm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Tu BTR} &= \text{Mtu BTR} \times \frac{L}{2} \\ &= 0,6202 \times \frac{14}{2}\end{aligned}$$

$$= 4,3411 \text{ ton. m}$$

$$\begin{aligned} \text{Bid Tu BTR} &= \text{Tu BTR} - \text{Mtu BTR} \times \text{L. segmen} \\ &= 4,3411 + 0,6202 \times 7 \\ &= 0,00 \text{ ton. m} \end{aligned}$$

### **Akibat BGT**

$$\begin{aligned} \text{Mt BGT} &= 0,5 \times q\text{BTR} \times \left(\frac{S}{2}\right)^2 \\ &= 0,5 \times 4,9 \times \left(\frac{1,75}{2}\right)^2 \\ &= 1,8758 \text{ ton. m/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Mtu BGT} &= \text{Mt BTR} \times 1,8 \times \text{faktor kejut} \\ &= 1,8758 \times 1,8 \times 1,4 \\ &= 4,7270 \text{ tm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Tu BGT A} &= \frac{L - \text{Lsegmen}}{2} \times \text{Mu} \\ &= \frac{14 - 7}{2} \times 4,7270 \\ &= 2,3635 \text{ ton. m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Tu BGT B} &= \frac{\text{Lsegmen}}{L} \times \text{Mu} \\ &= \frac{7}{14} \times 4,7270 \\ &= 2,3635 \text{ ton. m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Tu LL} &= \frac{\text{Lsegmen}}{L} \times \text{Mu} \\ &= \frac{7}{14} \times 4,7270 \\ &= 2,3635 \text{ ton. m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{TU total 1} &= \text{Tu LL} + \text{bid Tu BTR} \\ &= 0,00 + 2,3635 \\ &= 2,3635 \text{ ton. m} \end{aligned}$$

**Akibat Beban Aspal**

$$\begin{aligned}
 \text{Mt Aspal} &= 0,5 \times q_{\text{aspal}} \times \left(\frac{S}{2}\right)^2 \\
 &= 0,5 \times 0,462 \times \left(\frac{1,75}{2}\right)^2 \\
 &= 0,1769 \text{ ton.m/m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Mtu Aspal} &= \text{Mt aspal} \times 1,3 \\
 &= 0,1769 \times 1,3 \\
 &= 0,2299 \text{ tm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Tu Aspal} &= \text{Mtu aspal} \times \frac{L}{2} \\
 &= 0,6202 \times \frac{14}{2} \\
 &= 1,6094 \text{ ton.m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Bid Tu Aspal} &= \text{Tu aspal} - \text{Mtu aspal} \times L \text{ segmen} \\
 &= 1,6094 - 0,2299 \times 7 \\
 &= 0,00 \text{ ton.m}
 \end{aligned}$$

**Akibat Beban Plat Lantai**

Mt Plat lantai

$$\begin{aligned}
 &= 0,5 \times (t_s \times B_v \text{ beton} \times \left(\frac{S}{2} - \frac{B_w}{2000}\right) \times \left(\frac{S}{2}\right)^2 \\
 &= 0,5 \times 0,25 \times 2,5 \times \left(\frac{1,75}{2} - \frac{500}{2000}\right) \times \left(\frac{1,75}{2}\right)^2 \\
 &= 0,1495 \text{ ton.m/m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Mtu Plat lantai} &= \text{Mt Aspal} \times 1,3 \\
 &= 0,1495 \times 1,3 \\
 &= 0,1944 \text{ tm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Tu Plat} &= \text{Mtu} \times \frac{L}{2} \\
 &= 0,1944 \times \frac{14}{2} \\
 &= 1,3608 \text{ ton.m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Bid Tu Plat} &= \text{Tu Plat} - \text{Mtu Plat} \times \text{L. segmen} \\
 &= 1,3608 - 0,1944 \times 7 \\
 &= 0,00 \text{ ton.m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{TU total 2} &= \text{Bid Tu Aspal} + \text{Bid Tu Plat} \\
 &= 0,00 + 0,00 \\
 &= 0,00 \text{ ton.m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{TU kiri total} &= \text{Tu total 1} + \text{Tu total 2} \\
 &= 2,3635 + 0,00 \\
 &= 2,3635 \text{ ton.m}
 \end{aligned}$$

Torsi Ruas kiri lebih besar maka  $\Delta \text{ Tu total} = 2,3635$

## 2. Perhitungan tulangan torsi

$$F_c' = 25 \text{ Mpa}$$

$$F_y = 280 \text{ Mpa}$$

$$\phi = 0,7$$

$$h = 1600 \text{ mm}$$

$$b = 700 \text{ mm}$$

$$d' = 50 \text{ mm}$$

$$d = 1550 \text{ mm}$$

Keterangan :

$$A_{cp} = \text{Luas penampang solid}$$

$$A_{oh} = \text{Luas penampang yang dibatasi tul. Torsi}$$

$$P_{cp} = \text{Keliling luar penampang}$$

$$P_h = \text{Keliling yang dibatasi tul. Senggang}$$

$$\begin{aligned}
 T_n &= \frac{T_u}{\phi} \\
 &= \frac{2,3635}{0,7} \\
 &= 3,3764
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_{cp} &= b \times h \\
 &= 500 \times 1100
 \end{aligned}$$

$$= 550000 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned} P_{cp} &= 2 \times (b + h) \\ &= 2 \times (500 + 1100) \\ &= 3200 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{oh} &= (h - 2 \times d') \times (b - 2 \times d') \\ &= (1100 - 2 \times 50) \times (500 - 2 \times 50) \\ &= 400000 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_h &= 2 \times (h - 2 \times d') + (b - 2 \times d') \\ &= 2 \times (1100 - 2 \times 50) + (500 - 2 \times 50) \\ &= 2400 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_o &= 0,85 \times A_{oh} \\ &= 0,85 \times 400000 \\ &= 340000 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} T_u \text{ max} &= 0,6 \times \frac{\sqrt{f_c'} \times (b_w \times h)^2}{3 \times (2 \times b_w + h) \times 10000000} \\ &= 0,6 \times \frac{\sqrt{25} \times (500 \times 1100)^2}{3 \times (2 \times 500 + 1100) \times 10000000} \\ &= 9,4531 \text{ ton.m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} T_u \text{ min} &= 0,6 \times \frac{\sqrt{f_c'} \times (b_w \times h)^2}{12 \times (2 \times b_w + h) \times 10000000} \\ &= 0,6 \times \frac{\sqrt{25} \times (500 \times 1100)^2}{12 \times (2 \times 500 + 1100) \times 10000000} \\ &= 2,228 \text{ ton.m} \end{aligned}$$

Kontrol  $T_u$  :

$$T_u \text{ min} < T_u < T_u \text{ max}$$

$$2,228 > 2,3635 < 9,4531$$

No

Pada hasil diatas, torsi yang terjadi lebih dari torsi minimum, maka diperlukan perhitungan lanjutan.

Kontrol Penampang :



$$\sqrt{\frac{Vu \times 10000}{bw \times d}} + 2 \left( \frac{ph \times Tu \times 10000000}{(1,7 \times (Aoh)^2)^2} \right) < 0,6 \times \left( \frac{Vc \times 10000}{bw-d} + 2 \frac{\sqrt{fc}}{3} \right)$$

$$0,6017 < 2,3564 \quad \text{CUKUP}$$

$$Tu = 3,3764$$

$$\frac{Av}{s} = \frac{Vsperlu \times 10000}{bw \times d}$$

$$\frac{Avt}{s} = 0,9364$$

$$2 \frac{At}{s} = \frac{2 \times Tu \times 10000000}{2 \times bw \times Aoh}$$

$$2 \frac{Avt}{s} = 0,3103$$

$$Avt/s = 0,9364 + 0,3103$$

$$= 1,2468$$

Dipasang sengkang D12 -175

$$AI = \frac{\frac{2Ast}{s}}{2} \times ph \times \frac{fy}{fy}$$

$$= 372,3977 \text{ mm}^2$$

$$AI/4 = \frac{372,3977}{4}$$

$$= 93,0994 \text{ mm}^2$$

$$T = As \times fy$$

$$= 29791,82 \text{ N}$$

$$a = \frac{T}{0,85 \times fc' \times bw}$$

$$= 2,8039 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}\text{Mu torsi} &= 0,8 \times T (d - a)/2) 10000000 \\ &= 2,4992 \text{ ton.m}\end{aligned}$$

$$\text{Mu total} = 78,1307 \text{ ton.m}$$

Direncanakan tulangan torsi lentur bawah dengan diameter 14 D  
32

$$\begin{aligned}\text{Setelah ditambah akibat torsi} &= \frac{1}{4} \times \pi \times d^2 \times n \\ &= 11259,4681 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}T &= \frac{As}{f_y} \\ &= \frac{9650,9726}{320} \\ &= 3603029,8 \text{ N}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}a &= \frac{T}{0,85 \times f_c' \times b_w} \\ &= 339,1087 \text{ mm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Mu torsi} &= 0,8 \times T (d - a)/2) 10000000 \\ &= 253,7818 \text{ ton.m}\end{aligned}$$

Mu terpasang > Mu perlu  
253,7818 > 78,1307 OK

Direncanakan tulangan torsi lentur samping dengan diameter 4 D  
16

$$\begin{aligned}\text{Setelah ditambah akibat torsi} &= \frac{1}{4} \times \pi \times d^2 \times n \\ &= 804,247 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}T &= \frac{As}{f_y} \\ &= \frac{804,247}{320} \\ &= 257359,2701 \text{ N}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 a &= \frac{T}{0,85 \times f_c' \times bw} \\
 &= 59,1359 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Mu torsi} &= 0,8 \times T (d - a)/2) \times 10000000 \\
 &= 21,3688 \text{ ton.m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Mu terpasang} &> \text{Mu perlu} \\
 21,3688 &> 5,2980 \quad \text{OK}
 \end{aligned}$$

Direncanakan tulangan torsi lentur atas dengan diameter 4 D 25

$$\begin{aligned}
 \text{Setelah ditambah akibat torsi} &= \frac{1}{4} \times \pi \times d^2 \times n \\
 &= 1963,49 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 T &= \frac{As}{f_y} \\
 &= \frac{1963,49}{320} \\
 &= 628318,531 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 a &= \frac{T}{0,85 \times f_c' \times bw} \\
 &= 42,2399 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Mu torsi} &= 0,8 \times T (d - a)/2) \times 10000000 \\
 &= 51,2925 \text{ ton.m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Mu terpasang} &> \text{Mu perlu} \\
 51,2925 &> 5,2980 \quad \text{OK}
 \end{aligned}$$

#### 4.2.6.5 Perhitungan Girder Tepi (Bentang 20.6 meter)

##### 1. Preliminary Design Girder Tengah

Perencanaan dimensi awal untuk girder tengah disesuaikan dengan RSNI T-12-2004 Pasal 9.2.1 adalah sebagai berikut,

$$h \geq 1,65 + 0,06 \times L$$

$$h \geq 1,65 + 0,06 \times 20600$$

$$h \geq 1401 \text{ mm}$$

Maka untuk tinggi girder direncanakan 1600 mm = 1,6 m,

Untuk lebar girder menggunakan pendekatan (  $\frac{2}{3} h$  ) s/d (  $\frac{1}{3} h$  ),

$$\begin{aligned} B_w &= \frac{2}{3} \times h \\ &= \frac{2}{3} \times 1600 \\ &= 1066,7 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} B_w &= \frac{h}{3} \\ &= \frac{1600}{3} \\ &= 533,33 \text{ mm} \end{aligned}$$

Maka untuk lebar girder direncanakan 700 mm = 0,7 m

## 2 Analisa Pembebanan

- Beban Mati (DL)

- a. Beban Mati Merata

Berat Plat

$$\begin{aligned} &ts \times (s-bw) \times B_v \text{ Beton} \\ &= 0.25 \times (1.75-0.7) \times 2.5 = 0.65625 \text{ t/m}^2 \end{aligned}$$

Aspal

$$\begin{aligned} &ta \times S \times B_v \text{ Beton} \\ &= 0.12 \times 1.75 \times 2.2 = 0.462 \text{ t/m}^2 \end{aligned}$$

Berat Girder

$$\begin{aligned} &h. \text{ girder} \times bw \times B_v \text{ Beton} \\ &= 1.6 \times 0.7 \times 2.5 = 2.8 \text{ t/m}^2 \end{aligned}$$

$$q_{DL} = 3,91825 \text{ t/m}^2$$

Beban Mati Merata Ultimit ( $q_{UDL}$ )

$$\begin{aligned} &= q_{DL} \times 1,3 \\ &= 3,918 \times 1,3 \\ &= 5.094 \text{ t/m}^2 \end{aligned}$$

b. Beban Mati Terpusat

P diafragma

$$= H.\text{diafragma} \times b \text{ diafragma} \times (s-bw) \times B_v \text{ Beton}$$

$$= 0.6 \times 0.3 \times 1.05 \times 2.5$$

$$= 0.4725 \text{ ton}$$

Pu diafragma (Beban Ultimit Terpusat )

$$= P \text{ diafragma} \times 1,3$$

$$= 0.4725 \times 1.3$$

$$= 0.61425 \text{ ton}$$

- Beban Hidup ( LL)

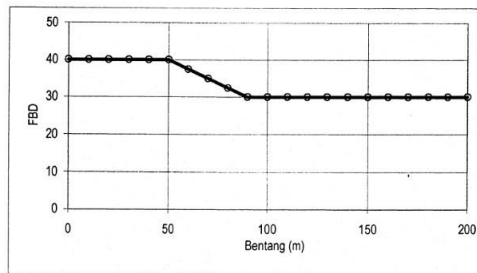
Beban hidup pada girder terdiri dari beban terbagi rata ( BTR ) dan beban garis ( BGT ). Perhitungan beban BTR tergantung pada panjang total ( L ) yang dibebani dan dinyatakan dalam rumus sebagai berikut:

$$q = 9 \text{ kPa untuk } L < 30 \text{ m}$$

$$q = 9 \times ( 1 \times 15/L ) \text{ kPa untuk } L \geq 30 \text{ m}$$

Sedangkan untuk BGT mempunyai intensitas :

$$P = 49 \text{ kN/m}$$



Gambar 4.14 Faktor beban dinamis untuk BGT

Beban Merata

Beban Merata BTR

$$= BTR \times S$$

$$= 0.9 \times 1,75 = 1.575 \text{ t/m}$$

Air Hujan

$$\begin{aligned}
 &= T_s \times S \times B_v \text{ Air} \\
 &= 0,05 \times 1,75 \times 1 = 0,0875 \text{ t/m} \\
 q_{LL} &= 1,6625 \text{ t/m}
 \end{aligned}$$

Beban Hidup Merata Ultimit

$$\begin{aligned}
 q_{ULL} &= q_{LL} \times 1,8 \\
 &= 1,6625 \times 1,8 \\
 &= 2,993 \text{ t/m}
 \end{aligned}$$

Beban Terpusat

$$\begin{aligned}
 P_{BGT} &= BGT \times S \times KD = 4,9 \times 1,75 \times 1,4 \\
 &= 12,005 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

Beban Ultimit Terpusat

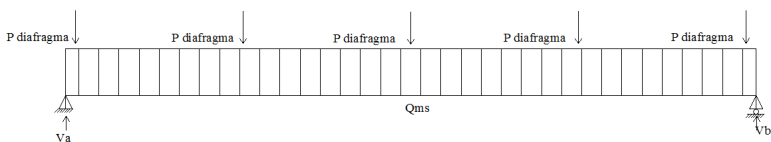
$$\begin{aligned}
 P_{uBGT} &= P_{BGT} \times K_u = 12,005 \times 1,8 \\
 &= 21,609 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

Beban truck

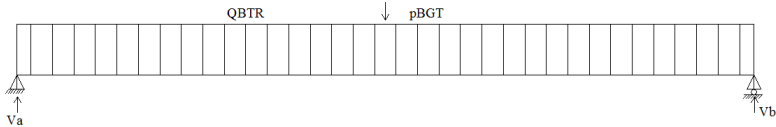
$$\begin{aligned}
 DLA &= 0,3 \quad (\text{RSNI T-02-2005 Pasal 6.6}) \\
 K_{uTT} &= 1,8 \quad (\text{RSNI T-02-2005 Tabel 12}) \\
 T_u &= 112,5 \text{ kN} \quad (\text{RSNI T-02-2005 Pasal 6.4.1}) \\
 P_{\text{truck}} &= (1 + DLA) \times T_u \times K_{uTT} \\
 &= (1 + 0,3) \times 112,5 \times 1,8 \\
 &= 26,325 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

### 3. Perhitungan Per Segmen

Perhitungan girder dilakukan dengan membagi girder seperdelapam bentang hingga setengah dari panjang pelat lantai kendaraan yang ditumpu girder.



*Gambar 4.2 permodelan beban mati girder tengah 20,6 m*



*Gambar 4.3 Permodelan beban hidup girder tengah 20,6 m*

### **Segmen pada 1/8 bentang ( 2,575 m )**

Reaksi Perletakan

#### **Ra Akibat qDL**

$$\begin{aligned}\text{Beban mati merata, } V_A &= 0,5 \times q_{DL} \times L \\ &= 0,5 \times 3,91825 \times 20,6 \\ &= 40,35798 \text{ ton}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Beban mati terpusat, } V_A &= 0,5 \times n \text{ diafragma} \times p_{DL} \\ &= 0,5 \times 5 \times 0.4725 \\ &= 1,18125 \text{ ton}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Total reaksi beban mati} &= 40,35798 \text{ ton} + 1,18125 \text{ ton} \\ &= 41,53923 \text{ ton}\end{aligned}$$

#### **RVA akibat q UDL**

$$\begin{aligned}\text{Beban mati merata, } V_A &= 0,5 \times q_{uDL} \times 1,3 \\ &= 0,5 \times 5.094 \times 20,6 \\ &= 52,4682 \text{ ton}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Beban mati terpusat, } V_A &= 0,5 \times n \text{ diafragma} \times p_{uDL} \\ &= 0,5 \times 5 \times 0.61425 \\ &= 1,535625 \text{ ton}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Total reaksi beban mati} &= 52,4682 \text{ ton} + 1,535625 \text{ ton} \\ &= 54,0010 \text{ ton}\end{aligned}$$

Reaksi Perletakan Akibat Beban Hidup qLL

#### **Ra Akibat qLL**

$$= R_a \times q_{LL} + R_a \text{ P.BGT}$$

$$\begin{aligned}
&= (1/2 \times q_{LL} \times L) + (P_{BGT} \times \frac{L-L_{Segmen}}{L}) \\
&= (1/2 \times 1,6625 \text{ t/m} \times 20,6\text{m}) + (12,005 \text{ ton} \times \frac{20,6-2,575}{20,6}) \\
&= 27,6281 \text{ ton}
\end{aligned}$$

**Rb Akibat q LL**

$$= Rb_{q \text{ LL}} + Rb_{P.BGT}$$

$$\begin{aligned}
&= (1/2 \times q_{LL} \times L) + (P_{BGT} \times \frac{L_{Segmen}}{L}) \\
&= (1/2 \times 2,0125 \text{ t/m} \times 20,6\text{m}) + (12,005 \text{ ton} \times \frac{2,575}{20,6}) \\
&= 18,6244 \text{ ton}
\end{aligned}$$

**RVa akibat q ULL**

$$\begin{aligned}
&= (1/2 \times q_{ULL} \times L) + (P_u BGT \times \frac{L-L_{Segmen}}{L}) \\
&= (1/2 \times 2,993 \text{ t/m} \times 20,6\text{m}) + (21,609 \text{ ton} \times \frac{20,6-2,575}{20,6}) \\
&= 49,7306 \text{ ton}
\end{aligned}$$

**RVb akibat q ULL**

$$\begin{aligned}
&= (1/2 \times q_{ULL} \times L) + (P_u BGT \times \frac{L_{Segmen}}{L}) \\
&= (1/2 \times 2,993 \text{ t/m} \times 20,6\text{m}) + (21,609 \text{ ton} \times \frac{2,575}{20,6}) \\
&= 33,5238 \text{ ton}
\end{aligned}$$

**Akibat beban truck**

$$T_u = P_{\text{truck}}$$

$$= 28,35 \text{ ton}$$

$$M_t = T_u \times (0,5 \times S)$$

$$= 28,35 \times (0,5 \times 1,75)$$

$$= 25 \text{ ton.m}$$

**Gaya Lintang D****V akibat q UDL**

$$= R_{uV} - (q_{UDL} \times L_{\text{segmen}} - n \times P_u \text{ diafragma})$$



$$= 62,0349 - (5,8737 \times 2,575 - 1 \times 0.61425)$$

$$= 46,2959 \text{ ton}$$

V akibat q ULL

$$= \text{Gaya lintang maksimal antara Ruva dan Ruvb akibat BGT}$$

$$= R_{Va} \text{ akibat BGT}$$

$$= 49,7306 \text{ ton}$$

Vu total

$$= V_{uDL} + V_{uLL}$$

$$= 40,2704 \text{ ton} + 49,7306 \text{ ton}$$

$$= 96,0265 \text{ ton}$$

Gaya Momen

Momen akibat qUDL

$$= (q \text{ UDL} \times \frac{L}{2} \times L.\text{segmen}) - (0,5 \times q \text{UDL} \times (L.\text{segmen})^2)$$

$$= (5,8737 \text{ t/m} \times \frac{20,6 \text{ m}}{2} \times 2,575 \text{ m}) - (0,5 \times 5,8737 \text{ t/m} \times (2,575)^2)$$

$$= 136,3126 \text{ ton.m}$$

Momen akibat P diafargma

$$= ((n. \text{ diafragma} / 2) \times P_u \text{ diafragma} \times L.\text{segmen}) - P_u \text{ Diafragma} \times (L \text{ segmen} \times 0,3)$$

$$= (\frac{5}{2} \times 0,61425 \times 2,575) - 0,61425 \times (2,575 \times 0,3)$$

$$= 2,5568 \text{ ton. m}$$

Momen Akibat qULL

$$= (q_{ULL} \times L/2 \times L.\text{segmen}) - (0.5 \times q_{ULL} \times (L.\text{segmen})^2)$$

$$= (2,993 \text{ t/m} \times \frac{20,6 \text{ m}}{2} \times 2,575 \text{ m}) - (0.5 \times 2,993 \text{ t/m} \times (2,575)^2)$$

$$= 69,4475 \text{ tm}$$

Momen Akibat Beban Hidup Terpusat (Pu BGT)

250

$$\begin{aligned}
 &= P_u \text{ BGT} \times (L - L_{\text{segmen}}) / L \times L_{\text{segmen}} \\
 &= 21,609 \text{ ton} \times \frac{20.6 - 2,575}{20.6} \times 2,575 \text{ m} \\
 &= 48,6877 \text{ tm}
 \end{aligned}$$

MU Total

$$\begin{aligned}
 &M_{qUDL} + M_u \text{ diafragma} + M_{qULL} + M_u \text{ BGT} \\
 &= 136,3126 + 2,5568 + 69,4475 + 48,6877 \\
 &= 257,0047 \text{ tm}
 \end{aligned}$$

Penulangan Girder

$$m = \frac{f_y}{\phi \times 0.85}, f_y = 320 \text{ Mpa}, f_c' = 25 \text{ Mpa}$$

$$m = \frac{320}{0.8 \times 0.85} = 16$$

$$M_u = M_u \text{ total} = 2570047397,4 \text{ Nmm}$$

$$\begin{aligned}
 M_n &= \frac{M_u}{0.8} \\
 &= \frac{2570047397,4}{0.8} \\
 &= 3212559247 \text{ Nmm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 R_n &= \frac{M_n}{b \times d^2} \\
 &= \frac{3212559247}{700 \times (1550)^2} \\
 &= 1,910
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \rho_{\text{balance}} &= 0.85 \times \frac{\beta_1}{f_y} \times f_c' \times \frac{600}{600 + f_y} \\
 &= 0.85 \times \frac{0.85}{320} \times 25 \times \frac{600}{920} \\
 &= 0.0368
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \rho_{\text{min}} &= \frac{1,4}{f_y} \\
 &= \frac{1,4}{320} \\
 &= 0,0044
 \end{aligned}$$

$$\rho_{\text{max}} = 0,75 \rho_{\text{balance}}$$

$$= 0.75 \times 0.0368$$

$$= 0.0276$$

$$\rho_{\text{perlu}}$$

$$= \frac{1}{m} \times \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 m R n}{f_y}} \right)$$

$$= \frac{1}{16} \times \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 18,286 \times 1,91}{320}} \right)$$

$$= 0.0063$$

### Kontrol

$\rho_{\text{perlu}} > \rho_{\text{min}}$

$$0.0063 > 0,0044$$

Maka yang digunakan  $\rho_{\text{perlu}}$

As perlu

$$= \rho \times b \times dx$$

$$= 0.0063 \times 700 \text{ mm} \times 1550 \text{ mm}$$

$$= 6819,8694 \text{ mm}^2$$

Digunakan D32

As terpasang

$$= \frac{1}{4} \times \pi \times d^2$$

$$= 0.25 \times 3.14 \times (32^2)$$

$$= 804,2477 \text{ mm}^2$$

Dibutuhkan tulangan sejumlah

$$N = \frac{As_{\text{perlu}}}{As_{\text{terpasang}}}$$

$$= \frac{6819,8694}{804,2477} = 8 \text{ buah}$$

**Digunakan D32 sebanyak 8 buah**

Untuk menjamin agar girder bersifat daktail, maka harus dipasang tulangan tekan sebesar,

As perlu

$$= \rho \times b \times dx$$

$$= 0.0044 \times 700 \text{ mm} \times 1550 \text{ mm}$$

$$= 4746,875 \text{ mm}^2$$

Digunakan D32

As terpasang

$$= \frac{1}{4} \times \pi \times d^2$$

$$= 0.25 \times 3.14 \times (32^2)$$

$$= 804,2477 \text{ mm}^2$$

$$N = \frac{As_{\text{perlu}}}{As_{\text{terpasang}}} = \frac{4440,625}{4746,875} = 5,9 \text{ buah (dijadikan pembulatan)}$$

menjadi 6 buah )

**Digunakan tulangan tekan D32 sebanyak 6 buah**

Perencanaan sengkang

$$V_u = 960265,2563 \text{ N}$$

$$V_c = \frac{1}{6} \times b \times d \times \sqrt{f_c'} = \frac{1}{6} \times 700 \times 1550 \times \sqrt{25} = 904166,667 \text{ N}$$

$$V_{s \text{ min}} = \frac{b \times d}{3} = \frac{700 \times 1550}{3} = 361666,67 \text{ N}$$

Kontrol,

$$V_u \leq 0,5 \times \emptyset \times V_c$$

$$960265,2563 \leq 316458,33 \text{ (TIDAK OK)}$$

$$0,5 \times \emptyset \times V_c \leq V_u \leq \emptyset \times V_c$$

$$153125 \geq 960265,2563 \leq 632916,1667 \text{ (TIDAK OK)}$$

$$\emptyset \times V_c \leq V_u \leq \emptyset (V_c + V_{s \text{ min}})$$

$$632916,1667 \geq 960265,2563 \leq 886083,333 \text{ (OK)}$$

$$\emptyset (V_c + V_{s \text{ min}}) \leq V_u \leq \emptyset (V_c + 1/3 \times \sqrt{f_c'} \times b \times d)$$

$$886083,333 \geq 960265,2563 \leq 1898750 \text{ (TIDAK OK)}$$

$$(V_c + 1/3 \times \sqrt{f_c'} \times b \times d) \leq V_u \leq \emptyset (V_c + 2/3 \times \sqrt{f_c'} \times b \times d)$$

$$1898750 \geq 960265,2563 \leq 3164583,333 \text{ (TIDAK OK)}$$

Didapatka dari kontrol perhitungan diatas masuk pada kondisi 4.

Maka perlu tulangan geser, untuk menjaga kestabilan struktur maka tetap direncanakan menggunakan tulangan geser 2 kaki dengan Ø12.

$$\begin{aligned}
 A_v &= 2 \times A_s \\
 &= 2 \times 0,25 \times \pi \times \emptyset^2 \\
 &= 2 \times 0,25 \times 3,14 \times 144 \\
 &= 226,08 \text{ mm}^2 \\
 S &= \frac{A_s \times f_y \times d}{V_s} \\
 &= \frac{226,08 \times 280 \times 1550}{361666,67} \\
 &= 271,296 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Maka untuk tulangan geser digunakan Ø 12 -250

### **Segmen pada 1/4 bentang ( 5,15 m)**

Reaksi Perletakan

#### **Ra Akibat qDL**

$$\begin{aligned}
 \text{Beban mati merata, } V_A &= 0,5 \times q_{DL} \times L \\
 &= 0,5 \times 3,91825 \times 20,6 \\
 &= 40,35798 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Beban mati terpusat, } V_A &= 0,5 \times n \text{ diafragma} \times p_{DL} \\
 &= 0,5 \times 5 \times 0,4725 \\
 &= 1,18125 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Total reaksi beban mati} &= 40,35798 \text{ ton} + 1,18125 \text{ ton} \\
 &= 41,53923 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

#### **RVA akibat q UDL**

$$\begin{aligned}
 \text{Beban mati merata, } V_A &= 0,5 \times q_{uDL} \times 1,3 \\
 &= 0,5 \times 5,094 \times 20,6 \\
 &= 52,4682 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Beban mati terpusat, } V_A &= 0,5 \times n \text{ diafragma} \times p_{uDL} \\
 &= 0,5 \times 5 \times 0,61425 \\
 &= 1,535625 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Total reaksi beban mati} &= 52,4682 \text{ ton} + 1,535625 \text{ ton} \\
 &= 54,0010 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

Reaksi Perletakan Akibat Beban Hidup qLL

#### **Ra Akibat qLL**

$$\begin{aligned}
&= R_a \times q_{LL} + R_a P.BGT \\
&= (1/2 \times q_{LL} \times L) + (P BGT \times \frac{L-L.Segmen}{L}) \\
&= (1/2 \times 1,6625 \text{ t/m} \times 20,6\text{m}) + (12,005 \text{ ton} \times \frac{20,6-5,15}{20,6}) \\
&= 26,1275 \text{ ton}
\end{aligned}$$

**Rb Akibat q LL**

$$\begin{aligned}
&= R_b q_{LL} + R_b P.BGT \\
&= (1/2 \times q_{LL} \times L) + (P BGT \times \frac{L.Segmen}{L}) \\
&= (1/2 \times 2,0125 \text{ t/m} \times 20,6\text{m}) + (12,005 \text{ ton} \times \frac{5,15}{20,6}) \\
&= 20,1250 \text{ ton}
\end{aligned}$$

**RVa akibat q ULL**

$$\begin{aligned}
&= (1/2 \times q_{ULL} \times L) + (P_u BGT \times \frac{L-L.Segmen}{L}) \\
&= (1/2 \times 2,993 \text{ t/m} \times 20,6\text{m}) + (21,609 \text{ ton} \times \frac{20,6-5,15}{20,6}) \\
&= 47,0295 \text{ ton}
\end{aligned}$$

**RVb akibat q ULL**

$$\begin{aligned}
&= (1/2 \times q_{ULL} \times L) + (P_u BGT \times \frac{L.Segmen}{L}) \\
&= (1/2 \times 2,993 \text{ t/m} \times 20,6\text{m}) + (21,609 \text{ ton} \times \frac{5,15}{20,6}) \\
&= 36,2250 \text{ ton}
\end{aligned}$$

**Akibat beban truck**

$$\begin{aligned}
T_u &= P_{\text{truck}} \\
&= 28,35 \text{ ton} \\
M_t &= T_u \times (0,5 \times S) \\
&= 28,35 \times (0,5 \times 1,75) \\
&= 25 \text{ ton.m}
\end{aligned}$$

**Gaya Lintang D**

$$\begin{aligned}
V &\text{ akibat q UDL} \\
&= R_{uV} - (q_{UDL} \times L.\text{segmen} - n \times P_u \text{ diafragma}) \\
&= 62,0349 - (5,8737 \times 2,575 - 1 \times 0.61425) \\
&= 31,1711 \text{ ton}
\end{aligned}$$

V akibat q ULL

= Gaya lintang maksimal antara Ruva dan Ruvb akibat BGT

= R<sub>Va</sub> akibat BGT

= 47,0295 ton

V<sub>u</sub> total

= V<sub>u</sub> DL + V<sub>u</sub> LL

= 31,1711 ton + 47,0295 ton

= 78,2006 ton

Gaya Momen

Momen akibat qUDL

$= (q \text{ UDL} \times \frac{L}{2} \times L.\text{segmen}) - (0,5 \times q\text{UDL} \times (L.\text{segmen})^2)$

$= (5,8737 \text{ t/m} \times \frac{20,6 \text{ m}}{2} \times 5,15 \text{ m}) - (0,5 \times 5,8737 \text{ t/m} \times (5,15 \text{ m})^2)$

= 233,6788 ton.m

Momen akibat P diafargma

$= ((n. \text{ diafragma} / 2) \times P_u \text{ diafragma} \times L.\text{segmen}) - P_u \text{ Diafragma} \times (L \text{ segmen} \times 0,3)$

$= (\frac{5}{2} \times 0,61425 \times 5,15) - 0,61425 \times (5,15 \times 0,3)$

= 4,9294 ton. m

Momen Akibat qULL

$= (q\text{ULL} \times L/2 \times L.\text{segmen}) - (0.5 \times q\text{ULL} \times (L\text{segmen})^2)$

$= (2,993 \text{ t/m} \times \frac{20,6}{2} \text{ m} \times 5,15 \text{ m}) - (0.5 \times 2,993 \text{ t/m} \times (5,15)^2)$

= 119,0528 ton.m

Momen Akibat Beban Hidup Terpusat (P<sub>u</sub> BGT )

= P<sub>u</sub> BGT x (L-Lsegmen)/L x L.segmen

$= 21,609 \text{ ton} \times \frac{20,6-5,15}{20,6} \times 5,15 \text{ m}$

= 83,4647 ton.m

MU Total

MqUDL + Mu diafragma + MqULL + Mu BGT

$$= 233,6788 + 4,9294 + 119,0528 + 83,4647$$

$$= 441,1258 \text{ ton.m}$$

Penulangan Girder

$$m = \frac{f_y}{\phi \times 0.85} \quad , f_y = 320 \text{ Mpa}, f_c' = 25 \text{ Mpa}$$

$$m = \frac{320}{0.8 \times 0.85}$$

$$= 16$$

$$Mu = Mu \text{ total}$$

$$= 4411257976 \text{ Nmm}$$

$$Mn = \frac{Mu}{0.8}$$

$$= \frac{4411257976}{0.8}$$

$$= 551472470 \text{ Nmm}$$

$$Rn = \frac{Mn}{b \times d^2}$$

$$= \frac{551472470}{700 \times (1550)^2}$$

$$= 3,279$$

$$\rho_{\text{balance}} = 0.85 \times \frac{\beta_1}{f_y} \times f_c' \times \frac{600}{600 + f_y}$$

$$= 0.85 \times \frac{0.85}{320} \times 25 \times \frac{600}{920}$$

$$= 0.0368$$

$$\rho_{\text{min}} = \frac{1.4}{f_y}$$

$$= \frac{1.4}{320}$$

$$= 0.0044$$

$$\rho_{\text{max}} = 0.75 \rho_{\text{balance}}$$

$$= 0.75 \times 0.0368$$

$$= 0.0276$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{1}{m} \times \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 m Rn}{f_y}} \right)$$



$$= \frac{1}{6309,6419} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 18,286 \times 3,279}{320}}\right)$$

$$= 0.0113$$

**Kontrol****p<sub>perlu</sub> > p<sub>min</sub>**

$$0.0113 > 0,0044$$

Maka yang digunakan **p<sub>perlu</sub>**

As perlu

$$= \rho \times b \times dx$$

$$= 0.0113 \times 700 \text{ mm} \times 1450 \text{ mm}$$

$$= 12217,7074 \text{ mm}^2$$

Digunakan D32

As terpasang

$$= \frac{1}{4} \times \pi \times d^2$$

$$= 0.25 \times 3.14 \times (32^2)$$

$$= 804,2477 \text{ mm}^2$$

Dibutuhkan tulangan sejumlah

$$N = \frac{As \text{ perlu}}{As \text{ terpasang}}$$

$$= \frac{12217,7074}{804,2477} = 15 \text{ buah}$$

**Digunakan D32 sebanyak 15 buah**

Untuk menjamin agar girder bersifat daktail, maka harus dipasang tulangan tekan sebesar,

As perlu

$$= \rho \times b \times dx$$

$$= 0.0044 \times 700 \text{ mm} \times 1550 \text{ mm}$$

$$= 4746,875 \text{ mm}^2$$

Digunakan D32

As terpasang

$$= \frac{1}{4} \times \pi \times d^2$$

$$= 0.25 \times 3.14 \times (32^2)$$

$$= 804,2477 \text{ mm}^2$$

$$N = \frac{As \text{ perlu}}{As \text{ terpasang}}$$

$$= \frac{4440,625}{4746,875} = 5,9 \text{ buah}$$

(dijadikan pembulatan menjadi 6 buah )

**Digunakan tulangan tekan D32 sebanyak 6 buah**

Perencanaan sengkang

$$\begin{aligned}
 V_u &= 782005,5875 \text{ N} \\
 V_c &= \frac{1}{6} \times b \times d \times \sqrt{f_c'} \\
 &= \frac{1}{6} \times 700 \times 1550 \times \sqrt{25} \\
 &= 904166,667 \text{ N} \\
 V_{s \text{ min}} &= \frac{b \times d}{3} \\
 &= \frac{700 \times 1550}{3} \\
 &= 361666,67 \text{ N}
 \end{aligned}$$

Kontrol,

$$V_u \leq 0,5 \times \emptyset \times V_c$$

$$782005,5875 \leq 316458,33 \quad (\text{TIDAK OK})$$

$$0,5 \times \emptyset \times V_c \leq V_u \leq \emptyset \times V_c$$

$$153125 \geq 782005,5875 \leq 632916,1667 \quad (\text{TIDAK OK})$$

$$\emptyset \times V_c \leq V_u \leq \emptyset (V_c + V_{s \text{ min}})$$

$$632916,1667 \geq 782005,5875 \leq 886083,333 \quad (\text{OK})$$

$$\emptyset (V_c + V_{s \text{ min}}) \leq V_u \leq \emptyset (V_c + 1/3 \times \sqrt{f_c'} \times b \times d)$$

$$886083,333 \geq 782005,5875 \leq 1898750 \quad (\text{TIDAK OK})$$

$$(V_c + 1/3 \times \sqrt{f_c'} \times b \times d) \leq V_u \leq \emptyset (V_c + 2/3 \times \sqrt{f_c'} \times b \times d)$$

$$1898750 \geq 782005,5875 \leq 3164583,333 \quad (\text{TIDAK OK})$$

Didapatka dari kontrol perhitungan diatas masuk pada kondisi 3.

Maka perlu tulangan geser, untuk menjaga kestabilan struktur maka tetap direncanakan menggunakan tulangan geser 2 kaki dengan Ø12.

$$\begin{aligned}
 A_v &= 2 \times A_s \\
 &= 2 \times 0,25 \times \pi \times \emptyset^2 \\
 &= 2 \times 0,25 \times 3,14 \times 144 \\
 &= 226,08 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 S &= \frac{As \cdot xfy \cdot x \cdot d}{Vs} \\
 &= \frac{226,08 \cdot x \cdot 280 \cdot x \cdot 1550}{361666,67} \\
 &= 271,296 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Maka untuk tulangan geser digunakan Ø 12 -250

### **Segmen pada 3/8 bentang ( 7,725 m)**

#### **Reaksi Perletakan**

##### **Ra Akibat qDL**

$$\begin{aligned}
 \text{Beban mati merata, } VA &= 0,5 \times qDL \times L \\
 &= 0,5 \times 3,91825 \times 20,6 \\
 &= 40,35798 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Beban mati terpusat, } VA &= 0,5 \times n \text{ diafragma} \times pDL \\
 &= 0,5 \times 5 \times 0.4725 \\
 &= 1,18125 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Total reaksi beban mati} &= 40,35798 \text{ ton} + 1,18125 \text{ ton} \\
 &= 41,53923 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

##### **RVA akibat q UDL**

$$\begin{aligned}
 \text{Beban mati merata, } VA &= 0,5 \times quDL \times 1,3 \\
 &= 0,5 \times 5.094 \times 20,6 \\
 &= 52,4682 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Beban mati terpusat, } VA &= 0,5 \times n \text{ diafragma} \times puDL \\
 &= 0,5 \times 5 \times 0.61425 \\
 &= 1,535625 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Total reaksi beban mati} &= 52,4682 \text{ ton} + 1,535625 \text{ ton} \\
 &= 54,0010 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

#### **Reaksi Perletakan Akibat Beban Hidup qLL**

##### **Ra Akibat qLL**

$$\begin{aligned}
 &= Ra \times qLL + Ra \text{ P.BGT} \\
 &= (1/2 \times qLL \times L) + (P \text{ BGT} \times \frac{L-L.Segmen}{L}) \\
 &= (1/2 \times 1,6625 \text{ t/m} \times 20,6\text{m}) + (12,005 \text{ ton} \times \frac{20,6-7,725}{20,6}) \\
 &= 24,6269 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

**Rb Akibat q LL**

$$= Rb \text{ q LL} + Rb \text{ P.BGT}$$

$$= (1/2 \times q_{LL} \times L) + (P \text{ BGT} \times \frac{L - L_{\text{Segmen}}}{L})$$

$$= (1/2 \times 2,0125 \text{ t/m} \times 20,6\text{m}) + (12,005 \text{ ton} \times \frac{7,725}{20,6})$$

$$= 21,6256 \text{ ton}$$

**RVa akibat q ULL**

$$= (1/2 \times q_{ULL} \times L) + (P_u \text{ BGT} \times \frac{L - L_{\text{Segmen}}}{L})$$

$$= (1/2 \times 2,993 \text{ t/m} \times 20,6\text{m}) + (21,609 \text{ ton} \times \frac{20,6 - 7,725}{20,6})$$

$$= 44,3284 \text{ ton}$$

**RVb akibat q ULL**

$$= (1/2 \times q_{ULL} \times L) + (P_u \text{ BGT} \times \frac{L_{\text{Segmen}}}{L})$$

$$= (1/2 \times 2,993 \text{ t/m} \times 20,6\text{m}) + (21,609 \text{ ton} \times \frac{7,725}{20,6})$$

$$= 38,9261 \text{ ton}$$

**Akibat beban truck**

$$T_u = P \text{ truck}$$

$$= 28,35 \text{ ton}$$

$$M_t = T_u \times (0,5 \times S)$$

$$= 28,35 \times (0,5 \times 1,75)$$

$$= 25 \text{ ton.m}$$

**Gaya Lintang D****V akibat q UDL**

$$= R_{uV} - (q_{UDL} \times L_{\text{segmen}} - n \times P_u \text{ diafragma})$$

$$= 62,0349 - (5,8737 \times 7,725 - 1 \times 0.61425)$$

$$= 15,4319 \text{ ton}$$

**V akibat q ULL**

$$= \text{Gaya lintang maksimal antara } R_{uV} \text{ dan } R_{uVb} \text{ akibat BGT}$$

$$= R_{Va} \text{ akibat BGT}$$

$$= 44,3284 \text{ ton}$$

Vu total

$$\begin{aligned}
 &= V_u \text{ DL} + V_u \text{ LL} \\
 &= 15,4319 \text{ ton} + 44,3284 \text{ ton} \\
 &= 59,7603 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

Gaya Momen

Momen akibat qUDL

$$\begin{aligned}
 &= (q \text{ UDL} \times \frac{L}{2} \times L.\text{segmen}) - (0,5 \times q \text{ UDL} \times (L.\text{segmen})^2) \\
 &= (5,8737 \text{ t/m} \times \frac{20,6 \text{ m}}{2} \times 7,725 \text{ m}) - (0,5 \times 5,8737 \text{ t/m} \times (7,725 \text{ m})^2) \\
 &= 292,0985 \text{ ton.m}
 \end{aligned}$$

Momen akibat P diafragma

$$\begin{aligned}
 &= ((n. \text{ diafragma} / 2) \times P_u \text{ diafragma} \times L.\text{segmen}) - P_u \text{ Diafragma} \times (L \text{ segmen} \times 0,3) \\
 &= (\frac{5}{2} \times 0,61425 \times 2,575) - 0,61425 \times (2,575 \times 0,3) \\
 &= 7,3019 \text{ ton. m}
 \end{aligned}$$

Momen Akibat qULL

$$\begin{aligned}
 &= (q \text{ ULL} \times L/2 \times L.\text{segmen}) - (0,5 \times q \text{ ULL} \times (L.\text{segmen})^2) \\
 &= (2,993 \text{ t/m} \times \frac{20,6}{2} \text{ m} \times 7,725 \text{ m}) - (0,5 \times 2,993 \text{ t/m} \times (7,725^2)) \\
 &= 148,8161 \text{ ton.m}
 \end{aligned}$$

Momen Akibat Beban Hidup Terpusat (Pu BGT )

$$\begin{aligned}
 &= P_u \text{ BGT} \times (L - L.\text{segmen}) / L \times L.\text{segmen} \\
 &= 21,609 \text{ ton} \times \frac{20,6 - 7,725}{20,6} \times 7,725 \text{ m} \\
 &= 104,3309 \text{ ton.m}
 \end{aligned}$$

MU Total

$$MqUDL + Mu \text{ diafragma} + MqULL + Mu \text{ BGT}$$

262

$$= 292,0985 + 7,3019 + 148,8161 + 104,3309$$

$$= 552,5474 \text{ ton.m}$$

Penulangan Girder

$$m = \frac{f_y}{\phi \times 0.85} \quad , f_y = 320 \text{ Mpa}, f_c' = 25 \text{ Mpa}$$

$$m = \frac{320}{0.8 \times 0.85}$$

$$= 16$$

$$M_u = M_u \text{ total}$$

$$= 5525474486 \text{ Nmm}$$

$$M_n = \frac{M_u}{0.8}$$

$$= \frac{5525474486}{0.8}$$

$$= 6906483107 \text{ Nmm}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \times d^2}$$

$$= \frac{6906483107}{700 \times (1550)^2}$$

$$= 4,107$$

$$\rho_{\text{balance}} = 0.85 \times \frac{\beta_1}{f_y} \times f_c' \times \frac{600}{600 + f_y}$$

$$= 0.85 \times \frac{0.85}{320} \times 25 \times \frac{600}{920}$$

$$= 0.0368$$

$$\rho_{\text{min}} = \frac{1,4}{f_y}$$

$$= \frac{1,4}{320}$$

$$= 0,0044$$

$$\rho_{\text{max}} = 0,75 \rho_{\text{balance}}$$

$$= 0.75 \times 0.0368$$

$$= 0.0276$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{1}{m} \times \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 m R_n}{f_y}} \right)$$

$$= \frac{1}{16} \times \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 18,286 \times 4,107}{320}} \right)$$

$$= 0.0145$$

**Kontrol****p<sub>perlu</sub> > p<sub>min</sub>**

$$0.0145 > 0,0044$$

Maka yang digunakan **p<sub>perlu</sub>**

As perlu

$$= \rho \times b \times dx$$

$$= 0.0145 \times 700 \text{ mm} \times 1450 \text{ mm}$$

$$= 15755,3655 \text{ mm}^2$$

Digunakan D32

As terpasang

$$= \frac{1}{4} \times \pi \times d^2$$

$$= 0.25 \times 3.14 \times (32^2)$$

$$= 804,2477 \text{ mm}^2$$

Dibutuhkan tulangan sejumlah

$$N = \frac{As \text{ perlu}}{As \text{ terpasang}}$$

$$= \frac{15755,3655}{804,2477} = 20 \text{ buah}$$

**Digunakan D32 sebanyak 20 buah**

Untuk menjamin agar girder bersifat daktail, maka harus dipasang tulangan tekan sebesar,

As perlu

$$= \rho \times b \times dx$$

$$= 0.0044 \times 700 \text{ mm} \times 1550 \text{ mm}$$

$$= 4746,875 \text{ mm}^2$$

Digunakan D32

As terpasang

$$= \frac{1}{4} \times \pi \times d^2$$

$$= 0.25 \times 3.14 \times (32^2)$$

$$= 804,2477 \text{ mm}^2$$

$$N = \frac{As \text{ perlu}}{As \text{ terpasang}}$$

$$= \frac{4440,625}{4746,875} = 5,9 \text{ buah (dijadikan pembulatan)}$$

menjadi 6 buah )

**Digunakan tulangan tekan D32 sebanyak 6 buah**

Perencanaan sengkang

$$V_u = 597603,419 \text{ N}$$

$$\begin{aligned} V_c &= \frac{1}{6} \times b \times d \times \sqrt{f_c'} \\ &= \frac{1}{6} \times 700 \times 1550 \times \sqrt{25} \\ &= 904166,667 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{s \text{ min}} &= \frac{b \times d}{3} \\ &= \frac{700 \times 1550}{3} \\ &= 361666,67 \text{ N} \end{aligned}$$

Kontrol,

$$V_u \leq 0,5 \times \emptyset \times V_c$$

$$597603,419 \leq 316458,33 \text{ (TIDAK OK)}$$

$$0,5 \times \emptyset \times V_c \leq V_u \leq \emptyset \times V_c$$

$$153125 \geq 597603,419 \leq 632916,1667 \text{ (OK)}$$

$$\emptyset \times V_c \leq V_u \leq \emptyset (V_c + V_{s \text{ min}})$$

$$632916,1667 \geq 597603,419 \leq 886083,333 \text{ (TIDAK OK)}$$

$$\emptyset (V_c + V_{s \text{ min}}) \leq V_u \leq \emptyset (V_c + 1/3 \times \sqrt{f_c'} \times b \times d)$$

$$886083,333 \geq 597603,419 \leq 1898750 \text{ (TIDAK OK)}$$

$$(V_c + 1/3 \times \sqrt{f_c'} \times b \times d) \leq V_u \leq \emptyset (V_c + 2/3 \times \sqrt{f_c'} \times b \times d)$$

$$1898750 \geq 597603,419 \leq 3164583,333 \text{ (TIDAK OK)}$$

Didapatka dari kontrol perhitungan diatas masuk pada kondisi 2.

Maka perlu tulangan geser minimum, untuk menjaga kestabilan struktur maka tetap direncanakan menggunakan tulangan geser 2 kaki dengan Ø12.

$$\begin{aligned} A_v &= 2 \times A_s \\ &= 2 \times 0,25 \times \pi \times \emptyset^2 \\ &= 2 \times 0,25 \times 3,14 \times 144 \\ &= 226,08 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$



$$\begin{aligned}
 S &= \frac{A_s \times f_y \times d}{V_s} \\
 &= \frac{226,08 \times 280 \times 1550}{361666,67} \\
 &= 271,296 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Maka untuk tulangan geser digunakan Ø 12 -250

### **Segmen pada 1/2 bentang ( 10,3 m)**

#### **Reaksi Perletakan**

##### **Ra Akibat qDL**

$$\begin{aligned}
 \text{Beban mati merata, } V_A &= 0,5 \times q_{DL} \times L \\
 &= 0,5 \times 3,91825 \times 20,6 \\
 &= 40,35798 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Beban mati terpusat, } V_A &= 0,5 \times n \text{ diafragma} \times p_{DL} \\
 &= 0,5 \times 5 \times 0.4725 \\
 &= 1,18125 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Total reaksi beban mati} &= 40,35798 \text{ ton} + 1,18125 \text{ ton} \\
 &= 41,53923 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

##### **RVA akibat q UDL**

$$\begin{aligned}
 \text{Beban mati merata, } V_A &= 0,5 \times q_{uDL} \times 1,3 \\
 &= 0,5 \times 5.094 \times 20,6 \\
 &= 52,4682 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Beban mati terpusat, } V_A &= 0,5 \times n \text{ diafragma} \times p_{uDL} \\
 &= 0,5 \times 5 \times 0.61425 \\
 &= 1,535625 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Total reaksi beban mati} &= 52,4682 \text{ ton} + 1,535625 \text{ ton} \\
 &= 54,0010 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

#### **Reaksi Perletakan Akibat Beban Hidup qLL**

##### **Ra Akibat qLL**

$$\begin{aligned}
 &= R_a \times q_{LL} + R_a \text{ P.BGT} \\
 &= (1/2 \times q_{LL} \times L) + (P \text{ BGT} \times \frac{L-L_{\text{Segmen}}}{L})
 \end{aligned}$$

$$= (1/2 \times 1,6625 \text{ t/m} \times 20,6\text{m}) + (12,005 \text{ ton} \times \frac{20,6-10,3}{20,6})$$

$$= 23,1263 \text{ ton}$$

### **Rb Akibat q LL**

$$= Rb \text{ q LL} + Rb \text{ P.BGT}$$

$$= (1/2 \times q_{LL} \times L) + (P \text{ BGT} \times \frac{L_{\text{Segmen}}}{L})$$

$$= (1/2 \times 2,0125 \text{ t/m} \times 20,6\text{m}) + (12,005 \text{ ton} \times \frac{10,3}{20,6})$$

$$= 23,1263 \text{ ton}$$

### **RVa akibat q ULL**

$$= (1/2 \times q \text{ ULL} \times L) + (P_u \text{ BGT} \times \frac{L-L_{\text{Segmen}}}{L})$$

$$= (1/2 \times 2,993 \text{ t/m} \times 20,6\text{m}) + (21,609 \text{ ton} \times \frac{20,6-10,3}{20,6})$$

$$= 41,6273 \text{ ton}$$

### **RVb akibat q ULL**

$$= (1/2 \times q \text{ ULL} \times L) + (P_u \text{ BGT} \times \frac{L_{\text{Segmen}}}{L})$$

$$= (1/2 \times 2,993 \text{ t/m} \times 20,6\text{m}) + (21,609 \text{ ton} \times \frac{10,3}{20,6})$$

$$= 41,6273 \text{ ton}$$

### **Akibat beban truck**

$$T_u = P \text{ truck}$$

$$= 28,35 \text{ ton}$$

$$M_t = T_u \times (0,5 \times S)$$

$$= 28,35 \times (0,5 \times 1,75)$$

$$= 25 \text{ ton.m}$$

### **Gaya Lintang D**

#### **V akibat q UDL**

$$= R_{uV} - (q_{UDL} \times L_{\text{segmen}} - n \times P_u \text{ diafragma})$$

$$= 62,0349 - (5,8737 \times 10,3 - 1 \times 0,61425)$$

$$= -0,3071 \text{ ton}$$

#### **V akibat q ULL**

$$= \text{Gaya lintang maksimal antara } R_{uV} \text{ dan } R_{uVb} \text{ akibat BGT}$$

$$\begin{aligned}
 &= R_{Va} \text{ akibat BGT} \\
 &= 41,6272 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 &V_u \text{ total} \\
 &= V_u \text{ DL} + V_u \text{ LL} \\
 &= -0,3071 \text{ ton} + 41,6272 \text{ ton} \\
 &= 41,3201 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

Gaya Momen

Momen akibat qUDL

$$\begin{aligned}
 &= (q \text{ UDL} \times \frac{L}{2} \times L.\text{segmen}) - (0,5 \times q\text{UDL} \times (L.\text{segmen})^2) \\
 &= (5,8737 \text{ t/m} \times \frac{20,6 \text{ m}}{2} \times 10,3 \text{ m}) - (0,5 \times 5,8737 \text{ t/m} \times (10,3 \text{ m})^2) \\
 &= 311,5717 \text{ ton.m}
 \end{aligned}$$

Momen akibat P diafragma

$$\begin{aligned}
 &= ((n. \text{ diafragma} / 2) \times P_u \text{ diafragma} \times L.\text{segmen}) - P_u \text{ Diafragma} \times (L \text{ segmen} \times 0,3) \\
 &= (\frac{5}{2} \times 0,61425 \times 10,3) - 0,61425 \times (10,3 \times 0,3) \\
 &= 9,6744 \text{ ton. m}
 \end{aligned}$$

Momen Akibat qULL

$$\begin{aligned}
 &= (q\text{ULL} \times L/2 \times L.\text{segmen}) - (0,5 \times q\text{ULL} \times (L.\text{segmen})^2) \\
 &= (2,993 \text{ t/m} \times \frac{20,6}{2} \text{ m} \times 10,3 \text{ m}) - (0,5 \times 2,993 \text{ t/m} \times (10,3)^2) \\
 &= 158,7372 \text{ ton.m}
 \end{aligned}$$

Momen Akibat Beban Hidup Terpusat ( $P_u$  BGT)

$$\begin{aligned}
 &= P_u \text{ BGT} \times (L - L.\text{segmen}) / L \times L.\text{segmen} \\
 &= 21,609 \text{ ton} \times \frac{20,6 - 10,3}{20,6} \times 10,3 \text{ m} \\
 &= 111,2864 \text{ ton.m}
 \end{aligned}$$

MU Total

268

$$\begin{aligned}
 &M_qUDL + M_u \text{ diafragma} + M_qULL + M_u \text{ BGT} \\
 &= 311,5717 + 9,6744 + 158,7372 + 111,2864 \\
 &= 591,2696 \text{ ton.m}
 \end{aligned}$$

Penulangan Girder

$$m = \frac{fy}{\phi \times 0.85} \quad , fy = 320 \text{ Mpa}, fc' = 25 \text{ Mpa}$$

$$m = \frac{320}{0.8 \times 0.85} = 16$$

$$\begin{aligned}
 M_u &= M_u \text{ total} \\
 &= 5498945926 \text{ Nmm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_n &= \frac{M_u}{0.8} \\
 &= \frac{5498945926}{0.8} \\
 &= 7390871158 \text{ Nmm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 R_n &= \frac{M_n}{b \times d^2} \\
 &= \frac{7390871158}{700 \times (1550)^2} \\
 &= 4,395
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \rho_{\text{balance}} &= 0.85 \times \frac{\beta_1}{fy} \times fc' \times \frac{600}{600 + fy} \\
 &= 0.85 \times \frac{0.85}{320} \times 25 \times \frac{600}{920} \\
 &= 0.0368
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \rho_{\text{min}} &= \frac{1,4}{fy} \\
 &= \frac{1,4}{320} \\
 &= 0,0044
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \rho_{\text{max}} &= 0,75 \rho_{\text{balance}} \\
 &= 0.75 \times 0.0368
 \end{aligned}$$

$$= 0.0276$$

$$\begin{aligned}
 \rho_{\text{perlu}} &= \frac{1}{m} \times \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 m R_n}{fy}} \right) \\
 &= \frac{1}{16} \times \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 18,286 \times 4,395}{320}} \right)
 \end{aligned}$$

$$= 0.0145$$

### Kontrol

$$\rho_{\text{perlu}} > \rho_{\text{min}}$$

$$0.0157 > 0.0044$$

Maka yang digunakan  $\rho$  perlu

As perlu

$$= \rho \times b \times dx$$

$$= 0.0157 \times 700 \text{ mm} \times 1450 \text{ mm}$$

$$= 17042,4909 \text{ mm}^2$$

Digunakan D32

As terpasang

$$= \frac{1}{4} \times \pi \times d^2$$

$$= 0.25 \times 3.14 \times (32^2)$$

$$= 804,2477 \text{ mm}^2$$

Dibutuhkan tulangan sejumlah

$$N = \frac{As_{\text{perlu}}}{As_{\text{terpasang}}} = \frac{17042,4909}{804,2477} = 21 \text{ buah}$$

### Digunakan D32 sebanyak 21 buah

Untuk menjamin agar girder bersifat daktail, maka harus dipasang tulangan tekan sebesar,

As perlu

$$= \rho \times b \times dx$$

$$= 0.0044 \times 700 \text{ mm} \times 1550 \text{ mm}$$

$$= 4746,875 \text{ mm}^2$$

Digunakan D32

As terpasang

$$= \frac{1}{4} \times \pi \times d^2$$

$$= 0.25 \times 3.14 \times (32^2)$$

$$= 804,2477 \text{ mm}^2$$

$$N = \frac{As_{\text{perlu}}}{As_{\text{terpasang}}} = \frac{4440,625}{4746,875} = 5,9 \text{ buah (dijadikan pembulatan)}$$

menjadi 6 buah )

### Digunakan tulangan tekan D32 sebanyak 6 buah

Perencanaan sengkang

$$\begin{aligned}
 V_u &= 413201,25 \text{ N} \\
 V_c &= \frac{1}{6} \times b \times d \times \sqrt{f_c'} \\
 &= \frac{1}{6} \times 700 \times 1550 \times \sqrt{25} \\
 &= 904166,667 \text{ N} \\
 V_{s \text{ min}} &= \frac{b \times d}{3} \\
 &= \frac{700 \times 1550}{3} \\
 &= 361666,67 \text{ N}
 \end{aligned}$$

Kontrol,

$$\begin{aligned}
 V_u &\leq 0,5 \times \emptyset \times V_c \\
 413201,25 &\leq 316458,33 \quad (\text{TIDAK OK}) \\
 0,5 \times \emptyset \times V_c &\leq V_u \leq \emptyset \times V_c \\
 153125 &\geq 413201,25 \leq 632916,1667 \quad (\text{OK}) \\
 \emptyset \times V_c &\leq V_u \leq \emptyset (V_c + V_{s \text{ min}}) \\
 632916,1667 &\geq 413201,25 \leq 886083,333 \quad (\text{TIDAK OK}) \\
 \emptyset (V_c + V_{s \text{ min}}) &\leq V_u \leq \emptyset (V_c + 1/3 \times \sqrt{f_c'} \times b \times d) \\
 886083,333 &\geq 413201,25 \leq 1898750 \quad (\text{TIDAK OK}) \\
 (V_c + 1/3 \times \sqrt{f_c'} \times b \times d) &\leq V_u \leq \emptyset (V_c + 2/3 \times \sqrt{f_c'} \times b \times d) \\
 1898750 &\geq 413201,25 \leq 3164583,333 \quad (\text{TIDAK OK})
 \end{aligned}$$

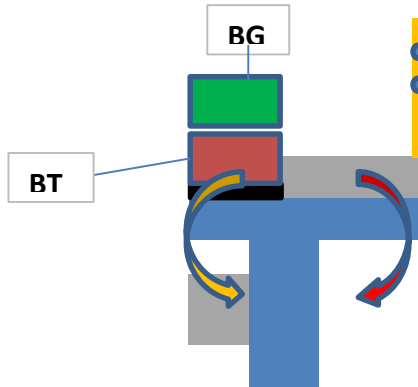
Didapatka dari kontrol perhitungan diatas masuk pada kondisi 2. Maka perlu tulangan geser minimum, untuk menjaga kestabilan struktur maka tetap direncanakan menggunakan tulangan geser 2 kaki dengan Ø12.

$$\begin{aligned}
 A_v &= 2 \times A_s \\
 &= 2 \times 0,25 \times \pi \times \emptyset^2 \\
 &= 2 \times 0,25 \times 3,14 \times 144 \\
 &= 226,08 \text{ mm}^2 \\
 S &= \frac{A_s \times f_y \times d}{V_s} \\
 &= \frac{226,08 \times 280 \times 1550}{361666,67}
 \end{aligned}$$

$$= 271,296 \text{ mm}$$

Maka untuk tulangan geser digunakan Ø 12 -250

#### 4.2.6.6 Perhitungan torsi tepi 20,6 m



Gambar 4.15 Permodelan pembebanan torsi gieder tepi

##### 1. Segmen 2,575 m

1. Perhitungan momen

- **Mu A ( ruas kanan )**

**Akibat Beban hidup Trotoar**

Bid Tu Trotoar = 0 (anggapan tidak ada pejalan kaki )

**Akibat Beban Trotoar**

$$\begin{aligned} \text{Mt Trotoar} &= 0,5 \times q_{\text{trotoar}} \times \left(\frac{S}{2}\right)^2 \\ &= 0,5 \times 0,542 \times \left(\frac{1,75}{2}\right)^2 \\ &= 0,2010 \text{ ton. m/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Mtu Trotoar} &= \text{Mt Trotoar} \times 1,3 \\ &= 0,2010 \times 1,3 \\ &= 0,2613 \text{ tm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Tu Trotoar} &= \text{Mtu Trotoar} \times \frac{L}{2} \\
 &= 0,2613 \times \frac{20,6}{2} \\
 &= 2,6911 \text{ ton.m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Bid Tu Trotoar} &= \text{Tu Trotoar} - \\
 &\text{Mtu Trotoar} \times \text{L. segmen} \\
 &= 2,6911 + 0,2613 \times 2,575 \\
 &= 2,1083 \text{ ton.m}
 \end{aligned}$$

### **Akibat Beban Plat kantilever**

$$\begin{aligned}
 \text{Mt Plat} &= 0,5 \times ts \times \left( \frac{S}{2} \right)^2 \\
 &= 0,5 \times 0,25 \times \left( \frac{1,75}{2} \right)^2 \\
 &= 0,0957 \text{ ton.m/m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Mtu Plat} &= \text{Mt Plat} \times 1,3 \\
 &= 0,0957 \times 1,3 \\
 &= 0,1244 \text{tm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Tu Plat} &= \text{Mtu Plat} \times \frac{L}{2} \\
 &= 0,1244 \times \frac{20,6}{2} \\
 &= 1,2815 \text{ ton.m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Bid Tu Plat} &= \text{Tu Plat} - \text{Mtu Plat} \times \text{L. segmen} \\
 &= 1,2815 + 0,1244 \times 2,575 \\
 &= 0,9611 \text{ ton.m}
 \end{aligned}$$

### **Akibat Beban Tiang Sandaran**

$$\text{Mt Tiang} = Q_{\text{mati tiang}} \times (\text{lebar lantai trotoar} - B_w)$$



$$= 0,14852 \times (1 \times 0,7))$$

$$= 0,0446 \text{ ton. m/m}$$

$$\begin{aligned} \text{Mtu Tiang} &= \text{Mt Plat} \times 1,3 \\ &= 0,0446 \times 1,3 \\ &= 0,0579 \text{ tm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Tu Tiang} &= \text{Mtu Plat} \times \frac{L}{2} \\ &= 0,0579 \times \frac{20,6}{2} \\ &= 0,5966 \text{ ton. m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Bid Tu Tiang} &= \text{Tu Tiang} - \text{MtuTiang} \times L. \text{ segmen} \\ &= 0,5966 - 0,0579 \times 2,575 \\ &= 0,4475 \text{ ton. m} \end{aligned}$$

$$\text{TU kanan total} = 3,4629 \text{ ton. m}$$

- **MuB ( ruas kiri )**

**Akibat BTR**

$$\begin{aligned} \text{Mt BTR} &= 0,5 \times q_{\text{BTR}} \times \left( \frac{S}{2} \right)^2 \\ &= 0,5 \times 0,9 \times \left( \frac{1,75}{2} \right)^2 \\ &= 0,3445 \text{ ton. m/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Mtu BTR} &= \text{Mt BTR} \times 1,8 \\ &= 0,3445 \times 1,8 \\ &= 0,6202 \text{ tm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Tu BTR} &= \text{Mtu BTR} \times \frac{L}{2} \\ &= 0,6202 \times \frac{20,6}{2} \\ &= 6,3876 \text{ ton. m} \end{aligned}$$

$$\text{Bid Tu BTR} = \text{Tu BTR} - \text{Mtu BTR} \times L. \text{ segmen}$$

$$\begin{aligned}
 &= 6,3876 + 0,6202 \times 2,575 \\
 &= 4,7907 \text{ ton. m}
 \end{aligned}$$

### **Akibat BGT**

$$\begin{aligned}
 \text{Mt BGT} &= 0,5 \times q_{\text{BTR}} \times \left(\frac{S}{2}\right)^2 \\
 &= 0,5 \times 4,9 \times \left(\frac{1,75}{2}\right)^2 \\
 &= 1,8758 \text{ ton. m/m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Mtu BGT} &= \text{Mt BTR} \times 1,8 \times \text{faktor kejut} \\
 &= 1,8758 \times 1,8 \times 1,4 \\
 &= 4,7270 \text{ tm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Tu BGT A} &= \frac{L - L_{\text{segmen}}}{2} \times M_u \\
 &= \frac{20,6 - 2,575}{2} \times 4,7270 \\
 &= 4,1316 \text{ ton. m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Tu BGT B} &= \frac{L_{\text{segmen}}}{L} \times M_u \\
 &= \frac{2,575}{20,6} \times 4,7270 \\
 &= 0,5909 \text{ ton. m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Tu LL} &= \frac{L_{\text{segmen}}}{L} \times M_u \\
 &= \frac{2,575}{20,6} \times 4,7270 \\
 &= 4,1361 \text{ ton. m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{TU total 1} &= \text{Tu LL} + \text{bid Tu BTR} \\
 &= 4,1361 + 4,7907 \\
 &= 8,9268 \text{ ton. m}
 \end{aligned}$$

### **Akibat Beban Aspal**

$$\text{Mt Aspal} = 0,5 \times q_{\text{aspal}} \times \left(\frac{S}{2}\right)^2$$

$$\begin{aligned}
 &= 0,5 \times 0,462 \times \left( \frac{1,75}{2} \right)^2 \\
 &= 0,1769 \text{ ton. m/m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Mtu Aspal} &= \text{Mt aspal} \times 1,3 \\
 &= 0,1769 \times 1,3 \\
 &= 0,2299 \text{ tm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Tu Aspal} &= \text{Mtu aspal} \times \frac{L}{2} \\
 &= 0,6202 \times \frac{20,6}{2} \\
 &= 2,3681 \text{ ton. m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Bid Tu Aspal} &= \text{Tu aspal} - \text{Mtu aspal} \times \text{L. segmen} \\
 &= 2,368 - 0,2299 \times 2,575 \\
 &= 1,7761 \text{ ton. m}
 \end{aligned}$$

### **Akibat Beban Plat Lantai**

Mt Plat lantai

$$\begin{aligned}
 &= 0,5 \times (\text{ts} \times \text{Bv beton} \times \left( \frac{s}{2} - \frac{\text{Bw}}{2000} \right) \times \left( \frac{S}{2} \right)^2 \\
 &= 0,5 \times 0,25 \times 2,5 \times \left( \frac{1,75}{2} - \frac{700}{2000} \right) \times \left( \frac{1,75}{2} \right)^2 \\
 &= 1,256 \text{ ton. m/m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Mtu Plat lantai} &= \text{Mt Aspal} \times 1,3 \\
 &= 1,256 \times 1,3 \\
 &= 0,1633 \text{ tm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Tu Plat} &= \text{Mtu} \times \frac{L}{2} \\
 &= 0,1633 \times \frac{20,6}{2} \\
 &= 1,6819 \text{ ton. m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Bid Tu Plat} &= \text{Tu Plat} - \text{Mtu Plat} \times \text{L. segmen} \\
 &= 1,6819 - 0,1633 \times 2,575
 \end{aligned}$$

$$= 1,2614 \text{ ton.m}$$

$$\begin{aligned} \text{TU total 2} &= \text{Bid Tu Aspal} + \text{Bid Tu Plat} \\ &= 1,7761 + 1,2614 \\ &= 3,0376 \text{ ton.m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{TU kiri total} &= \text{Tu total 1} + \text{Tu total 2} \\ &= 8,9268 + 3,0376 \\ &= 11,9644 \text{ ton.m} \end{aligned}$$

Torsi Ruas kiri lebih besar maka  $\Delta \text{ Tu total} = 8,5375$

## 2. Perhitungan tulangan torsi

$$F_c' = 25 \text{ Mpa}$$

$$F_y = 280 \text{ Mpa}$$

$$\phi = 0,7$$

$$h = 1600 \text{ mm}$$

$$b = 700 \text{ mm}$$

$$d' = 50 \text{ mm}$$

$$d = 1550 \text{ mm}$$

Keterangan :

$A_{cp}$  = Luas penampang solid

$A_{oh}$  = Luas penampang yang dibatasi tul. Torsi

$P_{cp}$  = Keliling luar penampang

$Ph$  = Keliling yang dibatasi tul. Sengkang

$$\begin{aligned} T_n &= \frac{T_u}{\phi} \\ &= \frac{8,5375}{0,7} \\ &= 12,1964 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{cp} &= b \times h \\ &= 700 \times 1600 \\ &= 1120000 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 P_{cp} &= 2 \times (b + h) \\
 &= 2 \times (700 + 1600) \\
 &= 4600 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_{oh} &= (h - 2 \times d') \times (b - 2 \times d') \\
 &= (1600 - 2 \times 50) \times (700 - 2 \times 50) \\
 &= 900000 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 P_h &= 2 \times (h - 2 \times d') + (b - 2 \times d') \\
 &= 2 \times (1600 - 2 \times 50) + (700 - 2 \times 50) \\
 &= 3600 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_o &= 0,85 \times A_{oh} \\
 &= 0,85 \times 900000 \\
 &= 765000 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 T_u \text{ max} &= 0,6 \times \frac{\sqrt{f_c'} \times (b_w \times h)^2}{3 \times (2 \times b_w + h) \times 10000000} \\
 &= 0,6 \times \frac{\sqrt{25} \times (700 \times 1600)^2}{3 \times (2 \times 700 + 1600) \times 10000000} \\
 &= 27,2696 \text{ ton. m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 T_u \text{ min} &= 0,6 \times \frac{\sqrt{f_c'} \times (b_w \times h)^2}{12 \times (2 \times b_w + h) \times 10000000} \\
 &= 0,6 \times \frac{\sqrt{25} \times (700 \times 1600)^2}{12 \times (2 \times 700 + 1600) \times 10000000} \\
 &= 6,8174 \text{ ton. m}
 \end{aligned}$$

Kontrol  $T_u$  :

$T_u \text{ min} < T_u < T_u \text{ max}$

$8,5375 > 6,8174 < 27,2696$       OK

Pada hasil diatas, torsi yang terjadi kurang dari torsi minimum, maka tidak diperlukan perhitungan lanjutan, tetapi dalam pembuatan tugas akhir ini kami memperhitungkan.

Kontrol Penampang :

$$\sqrt{\frac{Vu \times 10000}{bw \times d}} + 2 \left( \frac{ph \times Tu \times 10000000}{(1,7 \times (Aoh)^2)^2} \right) < 0,6 \times \left( \frac{Vc \times 10000}{bw-d} + 2 \sqrt[3]{\frac{fc}{s}} \right)$$

$$0,885 < 2,3564 \quad \text{CUKUP}$$

$$Tu = 8,5375$$

$$\frac{Av}{s} = \frac{Vsperlu \times 10000}{bw \times d}$$

$$\frac{Avt}{s} = 0,6721$$

$$2 \frac{At}{s} = \frac{2 \times Tu \times 10000000}{2 \times bw \times Aoh}$$

$$2 \frac{Avt}{s} = 0,4982$$

$$Avt / s = 0,6721 + 0,4982$$

$$= 1,1703$$

Dipasang sengkang D12 -175

$$AI = \frac{\frac{2Ast}{s}}{2} \times ph \times \frac{fy}{fy}$$

$$= 896.796 \text{ mm}^2$$

$$AI/4 = 278,2432 \text{ mm}^2 \text{ (Diambil dari yang terbesar)}$$

$$T = As \times fy$$

$$= 89037,83 \text{ N}$$

$$a = \frac{T}{0,85 \times fc' \times bw}$$

$$= 5,9857 \text{ mm}$$

$$\text{Mu torsi} = \text{Mu total balok}$$

$$= 257,004 \text{ ton.m}$$

$$\text{Mu total} = 268,0241 \text{ ton.m}$$

Direncanakan tulangan torsi lentur bawah dengan diameter 10 D  
32

$$\begin{aligned}\text{Setelah ditambah akibat torsi} &= \frac{1}{4} \times \pi \times d^2 \times n \\ &= 8042,4772 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}T &= \frac{A_s}{f_y} \\ &= \frac{8042,4772}{320} \\ &= 2573592,7 \text{ N}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}a &= \frac{T}{0,85 \times f_c' \times b \times w} \\ &= 173,0146 \text{ mm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Mu torsi} &= 0,8 \times T \times (d - a)/2 \times 10000000 \\ &= 301,315 \text{ ton.m}\end{aligned}$$

Mu terpasang > Mu perlu  
301,3147 > 268,0241 OK

Direncanakan tulangan torsi lentur samping dengan diameter 2 D  
25

$$\begin{aligned}\text{Setelah ditambah akibat torsi} &= \frac{1}{4} \times \pi \times d^2 \times n \\ &= 981,748 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}T &= \frac{A_s}{f_y} \\ &= \frac{981,748}{320} \\ &= 314159,27 \text{ N}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}a &= \frac{T}{0,85 \times f_c' \times b \times w} \\ &= 21,200 \text{ mm}\end{aligned}$$

$$\text{Mu torsi} = 0,8 \times T \times (d - a)/2 \times 10000000$$

$$= 38,6903 \text{ ton.m}$$

Mu terpasang > Mu perlu

$$38,6903 > 411,094 \quad \text{OK}$$

Direncanakan tulangan torsi lentur atas dengan diameter 4 D 25

$$\begin{aligned} \text{Setelah ditambah akibat torsi} &= \frac{1}{4} \times \pi \times d^2 \times n \\ &= 1963,49 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} T &= \frac{A_s}{f_y} \\ &= \frac{1963,49}{320} \\ &= 628318,531 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} a &= \frac{T}{0,85 \times f_c' \times b_w} \\ &= 42,2399 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Mu torsi} &= 0,8 \times T \times (d - a)/2 \times 10000000 \\ &= 76,8499 \text{ ton.m} \end{aligned}$$

Mu terpasang > Mu perlu

$$76,8499 > 4,8986 \quad \text{OK}$$

## 2. Segmen 5,15 m

1. Perhitungan momen

- **Mu A ( ruas kanan )**

**Akibat Beban hidup Trotoar**

Bid Tu Trotoar = 0 (dianggap tanpa pejalan kaki)

**Akibat Beban Trotoar**

$$\begin{aligned} \text{Mt Trotoar} &= 0,5 \times q_{\text{trotoar}} \times \left(\frac{S}{2}\right)^2 \\ &= 0,5 \times 0,542 \times \left(\frac{1,75}{2}\right)^2 \\ &= 0,2010 \text{ ton.m/m} \end{aligned}$$



$$\begin{aligned}
 \text{Mtu Trotoar} &= \text{Mt Trotoar} \times 1,3 \\
 &= 0,2010 \times 1,3 \\
 &= 0,2613 \text{ tm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Tu Trotoar} &= \text{Mtu Trotoar} \times \frac{L}{2} \\
 &= 0,2613 \times \frac{20,6}{2} \\
 &= 2,6911 \text{ ton. m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Bid Tu Trotoar} &= \text{Tu Trotoar} - \text{Mtu Trotoar} \times \text{L. segmen} \\
 &= 2,6911 - 0,2613 \times 5,15 \\
 &= 1,3455 \text{ ton.m}
 \end{aligned}$$

### **Akibat Beban Plat kantilever**

$$\begin{aligned}
 \text{Mt Plat} &= 0,5 \times t_s \times \left(\frac{S}{2}\right)^2 \\
 &= 0,5 \times 0,25 \times \left(\frac{1,75}{2}\right)^2 \\
 &= 0,0957 \text{ ton. m/m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Mtu Plat} &= \text{Mt Plat} \times 1,3 \\
 &= 0,0957 \times 1,3 \\
 &= 0,1244 \text{ tm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Tu Plat} &= \text{Mtu Plat} \times \frac{L}{2} \\
 &= 0,1244 \times \frac{20,6}{2} \\
 &= 1,2815 \text{ ton. m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Bid Tu Plat} &= \text{Tu Plat} - \text{Mtu Plat} \times \text{L. segmen} \\
 &= 1,2815 - 0,1244 \times 5,15 \\
 &= 0,6407 \text{ ton. m}
 \end{aligned}$$

**Akibat Beban Tiang Sandaran**

$$\begin{aligned}
 \text{Mt Tiang} &= Q_{\text{mati tiang}} \times (\text{lebar lantai trotoar} - B_w) \\
 &= 0,14852 \times (1 \times 0,7) \\
 &= 0,0446 \text{ ton. m/m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Mtu Tiang} &= \text{Mt Plat} \times 1,3 \\
 &= 0,0446 \times 1,3 \\
 &= 0,0579 \text{ tm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{TU Tiang} &= \text{Mtu Plat} \times \frac{L}{2} \\
 &= 0,0579 \times \frac{20,6}{2} \\
 &= 0,5966 \text{ ton. m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Bid TU Tiang} &= \text{TU Tiang} - \text{MtuTiang} \times L. \text{ segmen} \\
 &= 0,5966 + 0,0579 \times 5,15 \\
 &= 0,2983 \text{ ton. m}
 \end{aligned}$$

$$\text{TU kanan total} = 2.2846 \text{ ton. m}$$

**- MuB ( ruas kiri )****Akibat BTR**

$$\begin{aligned}
 \text{Mt BTR} &= 0,5 \times q_{\text{BTR}} \times \left(\frac{S}{2}\right)^2 \\
 &= 0,5 \times 0,9 \times \left(\frac{1,75}{2}\right)^2 \\
 &= 0,3445 \text{ ton. m/m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Mtu BTR} &= \text{Mt BTR} \times 1,8 \\
 &= 0,3445 \times 1,8 \\
 &= 0,6202 \text{ tm}
 \end{aligned}$$

$$\text{TU BTR} = \text{Mtu BTR} \times \frac{L}{2}$$

$$= 0,6202 \times \frac{20,6}{2}$$

$$= 6,3876 \text{ ton. m}$$

$$\begin{aligned} \text{Bid Tu BTR} &= \text{Tu BTR} - \text{Mtu BTR} \times \text{L. segmen} \\ &= 6,3876 + 0,6202 \times 5,15 \\ &= 3,1938 \text{ ton. m} \end{aligned}$$

### **Akibat BGT**

$$\begin{aligned} \text{Mt BGT} &= 0,5 \times q_{\text{BTR}} \times \left(\frac{S}{2}\right)^2 \\ &= 0,5 \times 4,9 \times \left(\frac{1,75}{2}\right)^2 \\ &= 1,8758 \text{ ton. m/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Mtu BGT} &= \text{Mt BTR} \times 1,8 \times \text{faktor kejut} \\ &= 1,8758 \times 1,8 \times 1,4 \\ &= 4,7270 \text{ tm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Tu BGT A} &= \frac{L - \text{Lsegmen}}{2} \times \text{Mu} \\ &= \frac{20,6 - 5,15}{2} \times 4,7270 \\ &= 3,5452 \text{ ton. m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Tu BGT B} &= \frac{\text{Lsegmen}}{L} \times \text{Mu} \\ &= \frac{5,15}{20,6} \times 4,7270 \\ &= 1,1817 \text{ ton. m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Tu LL} &= \frac{\text{Lsegmen}}{L} \times \text{Mu} \\ &= \frac{5,15}{20,6} \times 4,7270 \\ &= 3,5452 \text{ ton. m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{TU total1} &= \text{Tu LL} + \text{bid Tu BTR} \\ &= 3,5452 + 3,1938 \end{aligned}$$

$$= 6,739 \text{ ton. m}$$

### **Akibat Beban Aspal**

$$\begin{aligned} \text{Mt Aspal} &= 0,5 \times q_{\text{aspal}} \times \left(\frac{S}{2}\right)^2 \\ &= 0,5 \times 0,462 \times \left(\frac{1,75}{2}\right)^2 \\ &= 0,1769 \text{ ton. m/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Mtu Aspal} &= \text{Mt aspal} \times 1,3 \\ &= 0,1769 \times 1,3 \\ &= 0,2299 \text{ tm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Tu Aspal} &= \text{Mtu aspal} \times \frac{L}{2} \\ &= 0,2299 \times \frac{20,6}{2} \\ &= 2,3681 \text{ ton. m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Bid Tu Aspal} &= \text{Tu aspal} - \text{Mtu aspal} \times L. \text{ segmen} \\ &= 2,368 + 0,2299 \times 5,15 \\ &= 1,1841 \text{ ton. m} \end{aligned}$$

### **Akibat Beban Plat Lantai**

$$\begin{aligned} \text{Mt Plat lantai} &= 0,5 \times (t_s \times B_v \text{ beton} \times \left(\frac{s}{2} - \frac{B_w}{2000}\right) \times \left(\frac{S}{2}\right)^2 \\ &= 0,5 \times 0,25 \times 2,5 \times \left(\frac{1,75}{2} - \frac{700}{2000}\right) \times \left(\frac{1,75}{2}\right)^2 \\ &= 0,1256 \text{ ton. m/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Mtu Plat lantai} &= \text{Mt Aspal} \times 1,3 \\ &= 0,1256 \times 1,3 \\ &= 0,1633 \text{ tm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Tu Plat} &= \text{Mtu} \times \frac{L}{2} \\ &= 0,1633 \times \frac{20,6}{2} \end{aligned}$$

$$= 1,6819 \text{ ton. m}$$

$$\begin{aligned} \text{Bid Tu Plat} &= \text{Tu Plat} - \text{Mtu Plat} \times \text{L. segmen} \\ &= 1,6819 - 0,1633 \times 5,15 \\ &= 0,8410 \text{ ton. m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{TU total 2} &= \text{Bid Tu Aspal} + \text{Bid Tu Plat} \\ &= 1,1841 + 0,8410 \\ &= 2,0250 \text{ ton. m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{TU kiri total} &= \text{Tu total 1} + \text{Tu total 2} \\ &= 6,739 + 2,0250 \\ &= 8,7641 \text{ ton. m} \end{aligned}$$

Torsi Ruas kiri lebih besar maka  $\Delta \text{ Tu total} = 6,4795$

## 2. Perhitungan tulangan torsi

$$F_c' = 25 \text{ Mpa}$$

$$F_y = 280 \text{ Mpa}$$

$$\phi = 0,7$$

$$h = 1600 \text{ mm}$$

$$b = 700 \text{ mm}$$

$$d' = 50 \text{ mm}$$

$$d = 1550 \text{ mm}$$

Keterangan :

$A_{cp}$  = Luas penampang solid

$A_{oh}$  = Luas penampang yang dibatasi tul. Torsi

$P_{cp}$  = Keliling luar penampang

$Ph$  = Keliling yang dibatasi tul. Sengkan

$$\begin{aligned} T_n &= \frac{T_u}{\phi} \\ &= \frac{6,4795}{0,7} \\ &= 9,2564 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_{cp} &= b \times h \\
 &= 700 \times 1600 \\
 &= 1120000 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 P_{cp} &= 2 \times (b + h) \\
 &= 2 \times (700 + 1600) \\
 &= 4600 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_{oh} &= (h - 2 \times d') \times (b - 2 \times d') \\
 &= (1600 - 2 \times 50) \times (700 - 2 \times 50) \\
 &= 900000 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 P_h &= 2 \times (h - 2 \times d') + (b - 2 \times d') \\
 &= 2 \times (1600 - 2 \times 50) + (700 - 2 \times 50) \\
 &= 3600 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_o &= 0,85 \times A_{oh} \\
 &= 0,85 \times 900000 \\
 &= 765000 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 T_u \text{ max} &= 0,6 \times \frac{\sqrt{f_c'} \times (b_w \times h)^2}{3 \times (2 \times b_w + h) \times 10000000} \\
 &= 0,6 \times \frac{\sqrt{25} \times (700 \times 1600)^2}{3 \times (2 \times 700 + 1600) \times 10000000} \\
 &= 27,2696 \text{ ton.m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 T_u \text{ min} &= 0,6 \times \frac{\sqrt{f_c'} \times (b_w \times h)^2}{12 \times (2 \times b_w + h) \times 10000000} \\
 &= 0,6 \times \frac{\sqrt{25} \times (700 \times 1600)^2}{12 \times (2 \times 700 + 1600) \times 10000000} \\
 &= 6,8174 \text{ ton.m}
 \end{aligned}$$

Kontrol  $T_u$  :

$T_u \text{ min} < T_u < T_u \text{ max}$

$6,8174 > 6,4795 < 27,2696$       No

Pada hasil diatas, torsi yang terjadi kurang dari torsi minimum, maka tidak diperlukan perhitungan lanjutan,

tetapi dalam pembuatan tugas akhir ini kami memperhitungkan.

Kontrol Penampang :

$$\sqrt{\frac{Vu \times 10000}{bw \times d} + 2 \left( \frac{ph \times Tu \times 10000000}{(1,7 \times (Aoh)^2)^2} \right)} < 0,6 \times \left( \frac{Vc \times 10000}{bw - d} + 2 \frac{\sqrt{fc}}{3} \right)$$

$$0,7207 < 2,3564 \quad \text{CUKUP}$$

$$Tu = 6,4795$$

$$\frac{Av}{s} = \frac{Vsperlu \times 10000}{bw \times d}$$

$$\frac{Avt}{s} = 0,3061$$

$$2 \frac{At}{s} = \frac{2 \times Tu \times 10000000}{2 \times bw \times Aoh}$$

$$2 \frac{Avt}{s} = 0,3781$$

$$Avt/s = 0,3061 + 0,3781$$

$$= 0,6842$$

Dipasang sengkang D12 -300

$$AI = \frac{\frac{2Ast}{s}}{2} \times ph \times \frac{fy}{fy}$$

$$= 680,619 \text{ mm}^2$$

$$AI/4 = 278,2432 \text{ (diambil dari hasil terbesar)}$$

$$T = As \times fy$$

$$= 89037,83N$$

$$a = \frac{T}{0,85 \times fc' \times bw}$$

$$= 5,9857 \text{ mm}$$

288

$$\begin{aligned}\text{Mu torsi} &= 0,8 \times T (d - a)/2) 10000000 \\ &= 11,094 \text{ ton.m}\end{aligned}$$

$$\text{Mu total} = 452,1452 \text{ ton.m}$$

Direncanakan tulangan torsi lentur bawah dengan diameter 16 D  
32

$$\begin{aligned}\text{Setelah ditambah akibat torsi} &= \frac{1}{4} \times \pi \times d^2 \times n \\ &= 12867,9635 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}T &= \frac{A_s}{f_y} \\ &= \frac{12867,9635}{320} \\ &= 4117748,3 \text{ N}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}a &= \frac{T}{0,85 \times f_c' \times b_w} \\ &= 276,8234 \text{ mm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Mu torsi} &= 0,8 \times T (d - a)/2) 10000000 \\ &= 465,0052 \text{ ton.m}\end{aligned}$$

Mu terpasang > Mu perlu  
465,0052 > 452,1452 OK

Direncanakan tulangan torsi lentur samping dengan diameter 2 D  
25

$$\begin{aligned}\text{Setelah ditambah akibat torsi} &= \frac{1}{4} \times \pi \times d^2 \times n \\ &= 981,7477 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}T &= \frac{A_s}{f_y} \\ &= \frac{981,7477}{320} \\ &= 314159.265 \text{ N}\end{aligned}$$



$$a = \frac{T}{0,85 \times f'c' \times bw}$$

$$= 21,1200 \text{ mm}$$

$$\text{Mu torsi} = 0,8 \times T (d - a)/2) \times 10000000$$

$$= 38,6903 \text{ ton.m}$$

Mu terpasang > Mu perlu  
 38,6903 > 11,0194 OK

Direncanakan tulangan torsi lentur atas dengan diameter 4 D 25

$$\text{Setelah ditambah akibat torsi} = \frac{1}{4} \times \pi \times d^2 \times n$$

$$= 1963,49 \text{ mm}^2$$

$$T = \frac{As}{fy}$$

$$= \frac{1963,49}{320}$$

$$= 628318,531 \text{ N}$$

$$a = \frac{T}{0,85 \times f'c' \times bw}$$

$$= 42,2399 \text{ mm}$$

$$\text{Mu torsi} = 0,8 \times T (d - a)/2) \times 10000000$$

$$= 76,8499 \text{ ton.m}$$

Mu terpasang > Mu perlu  
 76,8499 > 11,0194 OK

### 3. *Segmen 7,25 m*

1. Perhitungan momen

- **Mu A ( ruas kanan )**

**Akibat Beban hidup Trotoar**

Bid Tu Trotoar = 0 (dianggap tanpa pejalan kaki)

**Akibat Beban Trotoar**

$$\begin{aligned}
 \text{Mt Trotoar} &= 0,5 \times q_{\text{trotoar}} \times \left(\frac{S}{2}\right)^2 \\
 &= 0,5 \times 0,542 \times \left(\frac{1,75}{2}\right)^2 \\
 &= 0,2010 \text{ ton.m/m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Mtu Trotoar} &= \text{Mt Trotoar} \times 1,3 \\
 &= 0,2010 \times 1,3 \\
 &= 0,2613 \text{ tm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Tu Trotoar} &= \text{Mtu Trotoar} \times \frac{L}{2} \\
 &= 0,2613 \times \frac{20,6}{2} \\
 &= 2,6911 \text{ ton.m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Bid Tu Trotoar} &= \text{Tu Trotoar} - \text{Mtu Trotoar} \times L. \text{ segmen} \\
 &= 2,6911 + 0,2613 \times 7,25 \\
 &= 0,6728 \text{ ton.m}
 \end{aligned}$$

### **Akibat Beban Plat kantilever**

$$\begin{aligned}
 \text{Mt Plat} &= 0,5 \times t_s \times \left(\frac{S}{2}\right)^2 \\
 &= 0,5 \times 0,25 \times \left(\frac{1,75}{2}\right)^2 \\
 &= 0,0957 \text{ ton.m/m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Mtu Plat} &= \text{Mt Plat} \times 1,3 \\
 &= 0,0957 \times 1,3 \\
 &= 0,1244 \text{ tm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Tu Plat} &= \text{Mtu Plat} \times \frac{L}{2} \\
 &= 0,1244 \times \frac{20,6}{2} \\
 &= 1,2815 \text{ ton.m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Bid Tu Plat} &= \text{Tu Plat} - \text{Mtu Plat} \times \text{L. segmen} \\
 &= 1,2815 - 0,1244 \times 7,25 \\
 &= 0,3204 \text{ ton. m}
 \end{aligned}$$

### **Akibat Beban Tiang Sandaran**

$$\begin{aligned}
 \text{Mt Tiang} &= \text{Qmati tiang} \times (\text{lebar lantai trotoar} - \text{Bw})) \\
 &= 0,14852 \times (1 \times 0,7) \\
 &= 0,0446 \text{ ton. m/m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Mtu Tiang} &= \text{Mt Plat} \times 1,3 \\
 &= 0,0446 \times 1,3 \\
 &= 0,0579 \text{ tm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Tu Tiang} &= \text{Mtu Plat} \times \frac{L}{2} \\
 &= 0,0579 \times \frac{20,6}{2} \\
 &= 0,5966 \text{ ton. m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Bid Tu Tiang} &= \text{Tu Tiang} - \text{MtuTiang} \times \text{L. segmen} \\
 &= 0,5966 - 0,0579 \times 7,25 \\
 &= 0,1492 \text{ on. m}
 \end{aligned}$$

$$\text{TU kanan total} = 1.1423 \text{ ton. m}$$

### **- MuB ( ruas kiri )**

#### **Akibat BTR**

$$\begin{aligned}
 \text{Mt BTR} &= 0,5 \times q_{\text{BTR}} \times \left(\frac{S}{2}\right)^2 \\
 &= 0,5 \times 0,9 \times \left(\frac{1,75}{2}\right)^2 \\
 &= 0,3445 \text{ ton. m/m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Mtu BTR} &= \text{Mt BTR} \times 1,8 \\
 &= 0,3445 \times 1,8
 \end{aligned}$$

$$= 0,6202 \text{ tm}$$

$$\begin{aligned} \text{Tu BTR} &= \text{Mtu BTR} \times \frac{L}{2} \\ &= 0,6202 \times \frac{20,6}{2} \\ &= 6,3876 \text{ ton.m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Bid Tu BTR} &= \text{Tu BTR} - \text{Mtu BTR} \times L \cdot \text{segmen} \\ &= 6,3876 + 0,6202 \times 7,25 \\ &= 1,5969 \text{ ton.m} \end{aligned}$$

### **Akibat BGT**

$$\begin{aligned} \text{Mt BGT} &= 0,5 \times q\text{BTR} \times \left(\frac{S}{2}\right)^2 \\ &= 0,5 \times 4,9 \times \left(\frac{1,75}{2}\right)^2 \\ &= 1,8758 \text{ ton.m/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Mtu BGT} &= \text{Mt BTR} \times 1,8 \times \text{faktor kejut} \\ &= 1,8758 \times 1,8 \times 1,4 \\ &= 4,7270 \text{ tm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Tu BGT A} &= \frac{L - L\text{segmen}}{2} \times \text{Mu} \\ &= \frac{20,6 - 7,25}{2} \times 4,7270 \\ &= 2,9544 \text{ ton.m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Tu BGT B} &= \frac{L\text{segmen}}{L} \times \text{Mu} \\ &= \frac{7,25}{20,6} \times 4,7270 \\ &= 1,7726 \text{ ton.m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Tu LL} &= \frac{L\text{segmen}}{L} \times \text{Mu} \\ &= \frac{7,25}{20,6} \times 4,7270 \\ &= 2,9544 \text{ ton.m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{TU total 1} &= \text{Tu LL} + \text{bid Tu BTR} \\
 &= 2,9544 + 1,5969 \\
 &= 4,5513 \text{ ton. m}
 \end{aligned}$$

### **Akibat Beban Aspal**

$$\begin{aligned}
 \text{Mt Aspal} &= 0,5 \times q_{\text{aspal}} \times \left(\frac{S}{2}\right)^2 \\
 &= 0,5 \times 0,462 \times \left(\frac{1,75}{2}\right)^2 \\
 &= 0,1769 \text{ ton. m/m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Mtu Aspal} &= \text{Mt aspal} \times 1,3 \\
 &= 0,1769 \times 1,3 \\
 &= 0,2299 \text{ tm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Tu Aspal} &= \text{Mtu aspal} \times \frac{L}{2} \\
 &= 0,2299 \times \frac{20,6}{2} \\
 &= 2,3681 \text{ ton. m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Bid Tu Aspal} &= \text{Tu aspal} - \text{Mtu aspal} \times L. \text{ segmen} \\
 &= 2,368 + 0,2299 \times 7,25 \\
 &= 0,5920 \text{ ton. m}
 \end{aligned}$$

### **Akibat Beban Plat Lantai**

$$\begin{aligned}
 \text{Mt Plat lantai} &= 0,5 \times (t_s \times B_v \text{ beton} \times \left(\frac{s}{2} - \frac{B_w}{2000}\right) \times \left(\frac{S}{2}\right)^2 \\
 &= 0,5 \times 0,25 \times 2,5 \times \left(\frac{1,75}{2} - \frac{700}{2000}\right) \times \left(\frac{1,75}{2}\right)^2 \\
 &= 1,256 \text{ ton. m/m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Mtu Plat lantai} &= \text{Mt Aspal} \times 1,3 \\
 &= 1,256 \times 1,3 \\
 &= 0,1633 \text{ tm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Tu Plat} &= Mtu \times \frac{L}{2} \\
 &= 0,1633 \times \frac{20,6}{2} \\
 &= 1,6819 \text{ ton.m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Bid Tu Plat} &= \text{Tu Plat} - Mtu \text{ Plat} \times L. \text{ segmen} \\
 &= 1,6819 - 0,1633 \times 7,25 \\
 &= 0,4205 \text{ ton.m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{TU total 2} &= \text{Bid Tu Aspal} + \text{Bid Tu Plat} \\
 &= 0,5920 + 0,4205 \\
 &= 1,0125 \text{ ton.m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{TU kiri total} &= \text{Tu total 1} + \text{Tu total 2} \\
 &= 4,5513 + 1,0125 \\
 &= 5,5638 \text{ ton.m}
 \end{aligned}$$

Torsi Ruas kiri lebih besar maka  $\Delta \text{ Tu total} = 4,4215$

## 2. Perhitungan tulangan torsi

$$F_c' = 25 \text{ Mpa}$$

$$F_y = 280 \text{ Mpa}$$

$$\phi = 0,7$$

$$h = 1600 \text{ mm}$$

$$b = 700 \text{ mm}$$

$$d' = 50 \text{ mm}$$

$$d = 1550 \text{ mm}$$

Keterangan :

$A_{cp}$  = Luas penampang solid

$A_{oh}$  = Luas penampang yang dibatasi tul. Torsi

$P_{cp}$  = Keliling luar penampang

$P_h$  = Keliling yang dibatasi tul. Sengkang

$$\begin{aligned}
 T_n &= \frac{T_u}{\phi} \\
 &= \frac{4,4215}{0,7} \\
 &= 6,3164
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_{cp} &= b \times h \\
 &= 700 \times 1600 \\
 &= 1120000 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 P_{cp} &= 2 \times (b + h) \\
 &= 2 \times (700 + 1600) \\
 &= 4600 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_{oh} &= (h - 2 \times d') \times (b - 2 \times d') \\
 &= (1600 - 2 \times 50) \times (700 - 2 \times 50) \\
 &= 900000 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 P_h &= 2 \times (h - 2 \times d') + (b - 2 \times d') \\
 &= 2 \times (1600 - 2 \times 50) + (700 - 2 \times 50) \\
 &= 3600 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_o &= 0,85 \times A_{oh} \\
 &= 0,85 \times 900000 \\
 &= 765000 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 T_u \text{ max} &= 0,6 \times \frac{\sqrt{f_c'} \times (b_w \times h)^2}{3 \times (2 \times b_w + h) \times 10000000} \\
 &= 0,6 \times \frac{\sqrt{25} \times (700 \times 1600)^2}{3 \times (2 \times 700 + 1600) \times 10000000} \\
 &= 27,2696 \text{ ton. m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 T_u \text{ min} &= 0,6 \times \frac{\sqrt{f_c'} \times (b_w \times h)^2}{12 \times (2 \times b_w + h) \times 10000000} \\
 &= 0,6 \times \frac{\sqrt{25} \times (700 \times 1600)^2}{12 \times (2 \times 700 + 1600) \times 10000000} \\
 &= 6,8174 \text{ ton. m}
 \end{aligned}$$

Kontrol  $T_u$  :

$$Tu_{\min} < Tu < Tu_{\max}$$

$$6,8174 > 4.4215 < 27,2696 \quad \text{No}$$

Pada hasil diatas, torsi yang terjadi kurang dari torsi minimum, maka tidak diperlukan perhitungan lanjutan, tetapi dalam pembuatan tugas akhir ini kami memperhitungkan.

Kontrol Penampang :

$$\sqrt{\frac{Vu \times 10000}{bw \times d} + 2 \left( \frac{ph \times Tu \times 10000000}{(1,7 \times (Aoh)^2)^2} \right)} < 0,6 \times \left( \frac{Vc \times 10000}{bw - d} + 2 \frac{\sqrt{fc}}{3} \right)$$

$$0,5508 < 2,3564 \quad \text{CUKUP}$$

$$Tu = 4.4215$$

$$\frac{Av}{s} = \frac{Vsperlu \times 10000}{bw \times d}$$

$$\frac{Avt}{s} = 0,0725$$

$$2 \frac{At}{s} = \frac{2 \times Tu \times 10000000}{2 \times bw \times Aoh}$$

$$2 \frac{Avt}{s} = 0,2580$$

$$Avt / s = 0,0725 + 0,2580$$

$$= 0,3305$$

Dipasang sengkang D12 -300

$$AI = \frac{\frac{2Ast}{s} \times ph \times \frac{fy}{fy}}{2}$$

$$= 464.4421 mm^2$$

$$AI/4 = 278,2432 \text{ (diambil dari hasil terbesar)}$$

$$T = As \times fy$$



$$= 89037,83 \text{ N}$$

$$\begin{aligned} a &= \frac{T}{0,85 \times f_c' \times b w} \\ &= 5,9857 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Mu torsi} &= 0,8 \times T (d - a)/2) \times 10000000 \\ &= 11,0194 \text{ ton.m} \end{aligned}$$

$$\text{Mu total} = 563,5668 \text{ ton.m}$$

Direncanakan tulangan torsi lentur bawah dengan diameter 20 D 32

$$\begin{aligned} \text{Setelah ditambah akibat torsi} &= \frac{1}{4} \times \pi \times d^2 \times n \\ &= 16084,9544 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} T &= \frac{A_s}{f_y} \\ &= \frac{16084,9544}{320} \\ &= 5147185,4 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} a &= \frac{T}{0,85 \times f_c' \times b w} \\ &= 346,0293 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Mu torsi} &= 0,8 \times T (d - a)/2) \times 10000000 \\ &= 567,0079 \text{ ton.m} \end{aligned}$$

Mu terpasang > Mu perlu  
567,0079 > 563,5668 OK

Direncanakan tulangan torsi lentur samping dengan diameter 2 D 25

$$\begin{aligned} \text{Setelah ditambah akibat torsi} &= \frac{1}{4} \times \pi \times d^2 \times n \\ &= 981,7477 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

298

$$\begin{aligned} T &= \frac{As}{f_y} \\ &= \frac{1963,49}{320} \\ &= 314159265 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} a &= \frac{T}{0,85 \times f_c' \times bw} \\ &= 21,200 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Mu torsi} &= 0,8 \times T (d - a)/2) \times 10000000 \\ &= 38,6903 \text{ ton.m} \end{aligned}$$

Mu terpasang > Mu perlu  
38,6903 > 11,0194      OK

Direncanakan tulangan torsi lentur atas dengan diameter 4 D 25

$$\begin{aligned} \text{Setelah ditambah akibat torsi} &= \frac{1}{4} \times \pi \times d^2 \times n \\ &= 1963,49 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} T &= \frac{As}{f_y} \\ &= \frac{1963,49}{320} \\ &= 628318,531 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} a &= \frac{T}{0,85 \times f_c' \times bw} \\ &= 42,2399 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Mu torsi} &= 0,8 \times T (d - a)/2) \times 10000000 \\ &= 76,8499 \text{ ton.m} \end{aligned}$$

Mu terpasang > Mu perlu  
76,8499 > 11.0194      OK

#### **4. Segmen 10,3 m**

## 1. Perhitungan momen

- **Mu A ( ruas kanan )****Akibat Beban hidup Trotoar**

Bid Tu Trotoar = 0 ton.m (dianggap tanpa pejalan kaki)

**Akibat Beban Trotoar**

$$\begin{aligned}
 \text{Mt Trotoar} &= 0,5 \times q_{\text{trotoar}} \times \left(\frac{S}{2}\right)^2 \\
 &= 0,5 \times 0,542 \times \left(\frac{1,75}{2}\right)^2 \\
 &= 0,2010 \text{ ton. m/m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Mtu Trotoar} &= \text{Mt Trotoar} \times 1,3 \\
 &= 0,2010 \times 1,3 \\
 &= 0,2613 \text{ tm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Tu Trotoar} &= \text{Mtu Trotoar} \times \frac{L}{2} \\
 &= 0,2613 \times \frac{20,6}{2} \\
 &= 2,6911 \text{ ton. m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Bid Tu Trotoar} &= \text{Tu Trotoar} - \\
 &\text{Mtu Trotoar} \times L. \text{ segmen} \\
 &= 2,6911 - 0,2613 \times 10,3 \\
 &= 0,00 \text{ ton. m}
 \end{aligned}$$

**Akibat Beban Plat kantilever**

$$\begin{aligned}
 \text{Mt Plat} &= 0,5 \times t_s \times \left(\frac{S}{2}\right)^2 \\
 &= 0,5 \times 0,25 \times \left(\frac{1,75}{2}\right)^2 \\
 &= 0,0957 \text{ ton. m/m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Mtu Plat} &= \text{Mt Plat} \times 1,3 \\
 &= 0,0957 \times 1,3 \\
 &= 0,1244 \text{ tm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Tu Plat} &= \text{Mtu Plat} \times \frac{L}{2} \\
 &= 0,1244 \times \frac{20,6}{2} \\
 &= 1,2815 \text{ ton.m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Bid Tu Plat} &= \text{Tu Plat} - \text{Mtu Plat} \times L \text{ segmen} \\
 &= 1,2815 - 0,1244 \times 10,3 \\
 &= 0,00 \text{ ton.m}
 \end{aligned}$$

### **Akibat Beban Tiang Sandaran**

$$\begin{aligned}
 \text{Mt Tiang} &= Q_{\text{mati tiang}} \times (\text{lebar lantai trotoar} - \text{Bw})) \\
 &= 0,14852 \times (1 \times 0,7) \\
 &= 0,0446 \text{ ton.m/m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Mtu Tiang} &= \text{Mt Plat} \times 1,3 \\
 &= 0,0446 \times 1,3 \\
 &= 0,0579 \text{ tm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Tu Tiang} &= \text{Mtu Plat} \times \frac{L}{2} \\
 &= 0,0579 \times \frac{20,6}{2} \\
 &= 0,5966 \text{ ton.m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Bid Tu Tiang} &= \text{Tu Tiang} - \text{MtuTiang} \times L \text{ segmen} \\
 &= 0,5966 - 0,0579 \times 10,3 \\
 &= 0,00 \text{ ton.m}
 \end{aligned}$$

$$\text{TU kanan total} = 0,00 \text{ ton.m}$$

- **MuB ( ruas kiri )**  
**Akibat BTR**

$$\begin{aligned}
 \text{Mt BTR} &= 0,5 \times q\text{BTR} \times \left(\frac{S}{2}\right)^2 \\
 &= 0,5 \times 0,9 \times \left(\frac{1,75}{2}\right)^2 \\
 &= 0,3445 \text{ ton. m/m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Mtu BTR} &= \text{Mt BTR} \times 1,8 \\
 &= 0,3445 \times 1,8 \\
 &= 0,6202 \text{ tm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Tu BTR} &= \text{Mtu BTR} \times \frac{L}{2} \\
 &= 0,6202 \times \frac{20,6}{2} \\
 &= 6,3876 \text{ ton. m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Bid Tu BTR} &= \text{Tu BTR} - \text{Mtu BTR} \times L. \text{ segmen} \\
 &= 6,3876 - 0,6202 \times 10,3 \\
 &= 0,00 \text{ ton. m}
 \end{aligned}$$

### **Akibat BGT**

$$\begin{aligned}
 \text{Mt BGT} &= 0,5 \times q\text{BTR} \times \left(\frac{S}{2}\right)^2 \\
 &= 0,5 \times 4,9 \times \left(\frac{1,75}{2}\right)^2 \\
 &= 1,8758 \text{ ton. m/m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Mtu BGT} &= \text{Mt BTR} \times 1,8 \times \text{faktor kejut} \\
 &= 1,8758 \times 1,8 \times 1,4 \\
 &= 4,7270 \text{ tm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Tu BGT A} &= \frac{L - L_{\text{segmen}}}{2} \times \text{Mu} \\
 &= \frac{20,6 - 10,3}{2} \times 4,7270 \\
 &= 2,3635 \text{ ton. m}
 \end{aligned}$$

$$\text{Tu BGT B} = \frac{L_{\text{segmen}}}{L} \times \text{Mu}$$

$$= \frac{10,3}{20,6} \times 4,7270$$

$$= 2,3635 \text{ ton.m}$$

$$\text{Tu LL} = \frac{L_{\text{segmen}}}{L} \times \text{Mu}$$

$$= \frac{10,3}{20,6} \times 4,7270$$

$$= 2,3635 \text{ ton.m}$$

$$\text{TU total 1} = \text{Tu LL} + \text{bid Tu BTR}$$

$$= 2,3635 + 0,00$$

$$= 2,3635 \text{ ton.m}$$

### **Akibat Beban Aspal**

$$\text{Mt Aspal} = 0,5 \times q_{\text{aspal}} \times \left(\frac{S}{2}\right)^2$$

$$= 0,5 \times 0,462 \times \left(\frac{1,75}{2}\right)^2$$

$$= 0,1769 \text{ ton.m/m}$$

$$\text{Mtu Aspal} = \text{Mt aspal} \times 1,3$$

$$= 0,1769 \times 1,3$$

$$= 0,2299 \text{ tm}$$

$$\text{Tu Aspal} = \text{Mtu aspal} \times \frac{L}{2}$$

$$= 0,2299 \times \frac{20,6}{2}$$

$$= 2,3681 \text{ ton.m}$$

$$\text{Bid Tu Aspal} = \text{Tu aspal} - \text{Mtu aspal} \times L_{\text{segmen}}$$

$$= 2,368 + 0,2299 \times 10,3$$

$$= 0,00 \text{ ton.m}$$

### **Akibat Beban Plat Lantai**

$$\text{Mt Plat lantai} = 0,5 \times (t_s \times B_v \text{ beton} \times \left(\frac{s}{2} - \frac{B_w}{2000}\right) \times \left(\frac{S}{2}\right)^2$$

$$\begin{aligned}
 &= 0,5 \times 0,25 \times 2,5 \times \left( \frac{1,75}{2} - \frac{700}{2000} \right) \times \left( \frac{1,75}{2} \right)^2 \\
 &= 1,256 \text{ ton.m/m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Mtu Plat lantai} &= \text{Mt Aspal} \times 1,3 \\
 &= 1,256 \times 1,3 \\
 &= 0,1633 \text{ tm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Tu Plat} &= \text{Mtu} \times \frac{L}{2} \\
 &= 0,1633 \times \frac{20,6}{2} \\
 &= 1,6819 \text{ ton.m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Bid Tu Plat} &= \text{Tu Plat} - \text{Mtu Plat} \times L \text{ segmen} \\
 &= 1,6819 - 0,1633 \times 10,3 \\
 &= 0,00 \text{ ton.m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{TU total 2} &= \text{Bid Tu Aspal} + \text{Bid Tu Plat} \\
 &= 0,00 + 0,00 \\
 &= 0,00 \text{ ton.m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{TU kiri total} &= \text{Tu total 1} + \text{Tu total 2} \\
 &= 2,3635 + 0,00 \\
 &= 2,3635 \text{ ton.m}
 \end{aligned}$$

Torsi Ruas kiri lebih besar maka  $\Delta \text{ Tu total} = 2,3635$

## 2. Perhitungan tulangan torsi

$$f_c' = 25 \text{ Mpa}$$

$$f_y = 280 \text{ Mpa}$$

$$\phi = 0,7$$

$$h = 1600 \text{ mm}$$

$$b = 700 \text{ mm}$$

$$d' = 50 \text{ mm}$$

$$d = 1550 \text{ mm}$$

Keterangan :

Acp = Luas penampang solid

Aoh = Luas penampang yang dibatasi tul. Torsi

Pcp = Keliling luar penampang

Ph = Keliling yang dibatasi tul. Sengkang

$$\begin{aligned} T_n &= \frac{T_u}{\phi} \\ &= \frac{2,3635}{0,7} \\ &= 3,3764 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{cp} &= b \times h \\ &= 700 \times 1600 \\ &= 1120000 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_{cp} &= 2 \times (b + h) \\ &= 2 \times (700 + 1600) \\ &= 4600 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{oh} &= (h - 2 \times d') \times (b - 2 \times d') \\ &= (1600 - 2 \times 50) \times (700 - 2 \times 50) \\ &= 900000 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_h &= 2 \times (h - 2 \times d') + (b - 2 \times d') \\ &= 2 \times (1600 - 2 \times 50) + (700 - 2 \times 50) \\ &= 3600 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_o &= 0,85 \times A_{oh} \\ &= 0,85 \times 900000 \\ &= 765000 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} T_u \text{ max} &= 0,6 \times \frac{\sqrt{f_c'} \times (b_w \times h)^2}{3 \times (2 \times b_w + h) \times 10000000} \\ &= 0,6 \times \frac{\sqrt{25} \times (700 \times 1600)^2}{3 \times (2 \times 700 + 1600) \times 10000000} \\ &= 27,2696 \text{ ton.m} \end{aligned}$$



$$\begin{aligned}
 Tu_{\min} &= 0,6 \times \frac{\sqrt{f_c'} \times (bw \times h)^2}{12 \times (2 \times bw + h) \times 10000000} \\
 &= 0,6 \times \frac{\sqrt{25} \times (700 \times 1600)^2}{12 \times (2 \times 700 + 1600) \times 10000000} \\
 &= 6,8174 \text{ ton.m}
 \end{aligned}$$

Kontrol  $Tu$  :

$$Tu_{\min} < Tu < Tu_{\max}$$

$$6,8174 > 2,3635 < 27,2696 \quad \text{No}$$

Pada hasil diatas, torsi yang terjadi kurang dari torsi minimum, maka tidak diperlukan perhitungan lanjutan, tetapi dalam pembuatan tugas akhir ini kami memperhitungkan.

Kontrol Penampang :

$$\begin{aligned}
 &\sqrt{\frac{Vu \times 10000}{bw \times d} + 2 \left( \frac{ph \times Tu \times 10000000}{(1,7 \times (Aoh)^2)^2} \right)} \\
 &< 0,6 \times \left( \frac{Vc \times 10000}{bw - d} + 2 \frac{\sqrt{f_c}}{3} \right) \\
 0,3808 &< 2,3564 \quad \text{CUKUP}
 \end{aligned}$$

$$Tu = 3,3764$$

$$\begin{aligned}
 \frac{Av}{s} &= \frac{Vsperlu \times 10000}{bw \times d} \\
 \frac{Avt}{s} &= 0,4511
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 2 \frac{At}{s} &= \frac{2 \times Tu \times 10000000}{2 \times bw \times Aoh} \\
 2 \frac{Avt}{s} &= 0,1379
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Avt/s &= 0,4511 + 0,1379 \\
 &= 0,5890
 \end{aligned}$$

Dipasang sengkang D12 -300

306

$$\begin{aligned} AI &= \frac{\frac{2Ast}{s}}{2} \times ph \times \frac{fy}{fy} \\ &= 248,2652 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$AI/4 = 278,2432 \text{ diambil dari hasil terbesar}$$

$$\begin{aligned} T &= As \times fy \\ &= 89037,83 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} a &= \frac{T}{0,85 \times fc' \times bw} \\ &= 5,9857 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Mu torsi} &= 0,8 \times T \times (d - a)/2 \times 10000000 \\ &= 11,0194 \text{ ton.m} \end{aligned}$$

$$\text{Mu total} = 602.2891 \text{ ton.m}$$

Direncanakan tulangan torsi lentur bawah dengan diameter 22 D  
32

$$\begin{aligned} \text{Setelah ditambah akibat torsi} &= \frac{1}{4} \times \pi \times d^2 \times n \\ &= 17693,4498 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} T &= \frac{As}{fy} \\ &= \frac{17693,4498}{320} \\ &= 5661903,9 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} a &= \frac{T}{0,85 \times fc' \times bw} \\ &= 380,6322 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Mu torsi} &= 0,8 \times T \times (d - a)/2 \times 10000000 \\ &= 615,8720 \text{ ton.m} \end{aligned}$$

Mu terpasang > Mu perlu

615,8720 > 602,2891 OK

Direncanakan tulangan torsi lentur samping dengan diameter 2 D 25

$$\begin{aligned}\text{Setelah ditambah akibat torsi} &= \frac{1}{4} \times \pi \times d^2 \times n \\ &= 981,7477 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}T &= \frac{A_s}{f_y} \\ &= \frac{1963,49}{320} \\ &= 314159,265 \text{ N}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}a &= \frac{T}{0,85 \times f_c' \times b \times w} \\ &= 21,200 \text{ mm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Mu torsi} &= 0,8 \times T \times (d - a)/2 \times 10000000 \\ &= 38,6903 \text{ ton.m}\end{aligned}$$

Mu terpasang > Mu perlu

38,6903 > 11,0194 OK

Direncanakan tulangan torsi lentur atas dengan diameter 4 D 25

$$\begin{aligned}\text{Setelah ditambah akibat torsi} &= \frac{1}{4} \times \pi \times d^2 \times n \\ &= 1963,49 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}T &= \frac{A_s}{f_y} \\ &= \frac{1963,49}{320} \\ &= 628318,531 \text{ N}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}a &= \frac{T}{0,85 \times f_c' \times b \times w} \\ &= 42,2399 \text{ mm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Mu torsi} &= 0,8 \times T (d - a)/2) 10000000 \\ &= 76,8499 \text{ ton.m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Mu terpasang} &> \text{Mu perlu} \\ 76,8499 &> 11,0194 \quad \text{OK}\end{aligned}$$

#### 4.2.6.7 Perhitungan Girder Tengah (Bentang 20.6 meter)

##### 1. Preliminary Design Girder Tengah

Perencanaan dimensi awal untuk girder tengah disesuaikan dengan RSNI T-12-2004 Pasal 9.2.1 adalah sebagai berikut,

$$h \geq 1,65 + 0,06 \times L$$

$$h \geq 1,65 + 0,06 \times 20600$$

$$h \geq 1401 \text{ mm}$$

Maka untuk tinggi girder direncanakan 1600 mm = 1,6 m,

Untuk lebar girder menggunakan pendekatan (  $\frac{2}{3} h$  ) s/d (  $\frac{1}{3} h$  ),

$$\begin{aligned}\text{Bw} &= \frac{2}{3} \times h \\ &= \frac{2}{3} \times 1600 \\ &= 1066,7 \text{ mm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Bw} &= \frac{h}{3} \\ &= \frac{1600}{3} \\ &= 533,33 \text{ mm}\end{aligned}$$

Maka untuk lebar girder direncanakan 700 mm = 0,7 m

##### 2. Analisa Pembebanan

- Beban Mati (DL)
  - a. Beban Mati Merata
    - Berat Plat
    - $t_s \times (s-bw) \times B_v \text{ Beton}$
    - $= 0.25 \times (1.75-0.7) \times 2.5 = 0.65625 \text{ t/m'}$

$$\begin{aligned}
 &\text{Aspal} \\
 &t_a \times S \times B_v \text{ Beton} \\
 &= 0.12 \times 1.75 \times 2.2 = 0.462 \text{ t/m}^3 \\
 &\text{Berat Girder} \\
 &h. \text{ girder} \times b_w \times B_v \text{ Beton} \\
 &= 1.6 \times 0.7 \times 2.5 = 2.8 \text{ t/m}^3
 \end{aligned}$$


---

$$qDL = 3,91825 \text{ t/m}^3$$

$$\begin{aligned}
 \text{b. Beban Mati Merata Ultimit (qUDL)} \\
 &= qDL \times 1,3 \\
 &= 3,918 \times 1,3 \\
 &= 5.094 \text{ t/m}
 \end{aligned}$$

c. Beban Mati Terpusat

$$\begin{aligned}
 &P \text{ diafragma} \\
 &= H. \text{ diafragma} \times b \text{ diafragma} \times (s-b_w) \times B_v \\
 &\quad \text{Beton} \\
 &= 0.6 \times 0.3 \times 1.05 \times 2.5 \\
 &= 0.4725 \text{ ton} \\
 &P_u \text{ diafragma (Beban Ultimit Terpusat)} \\
 &= P \text{ diafragma} \times 1,3 \\
 &= 0.4725 \times 1.3 \\
 &= 0.61425 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

• Beban Hidup ( LL)

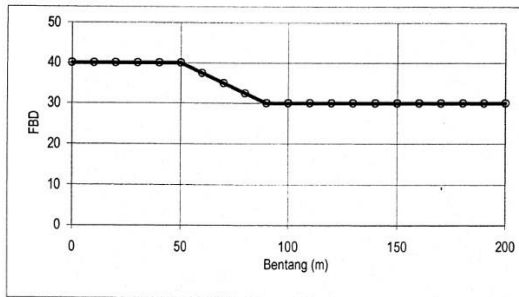
Beban hidup pada girder terdiri dari beban terbagi rata ( BTR ) dan beban garis ( BGT ). Perhitungan beban BTR tergantung pada panjang total ( L ) yang dibebani dan dinyatakan dalam rumus sebagai berikut:

$$q = 9 \text{ kPa} \quad \text{untuk } L < 30 \text{ m}$$

$$q = 9 \times ( 1 \times 15/L ) \text{ kPa} \quad \text{untuk } L \geq 30 \text{ m}$$

Sedangkan untuk BGT mempunyai intensitas :

$$P = 49 \text{ kN/m}$$



Gambar 4.1 Faktor beban dinamis untuk BGT

a. Beban Merata

Beban Merata BTR

$$= \text{BTR} \times S$$

$$= 0.9 \times 1,75 = 1.575 \text{ t/m}$$

Air Hujan

$$= T_s \times S \times B_v \text{ Air}$$

$$= 0.05 \times 1,75 \times 1 = 0,0875 \text{ t/m}$$

$$q_{LL} = 1,6625 \text{ t/m}$$

Beban Hidup Merata Ultimit

$$q_{ULL} = q_{LL} \times 1,8$$

$$= 1,6625 \times 1,8$$

$$= 2,993 \text{ t/m'}$$

b. Beban Terpusat

P BGT

$$= \text{BGT} \times S \times \text{KD} = 4,9 \times 1,75 \times 1,4$$

$$= 12,005 \text{ ton}$$

Beban Ultimit Terpusat

Pu BGT

$$= P_{\text{BGT}} \times K_u = 12,005 \times 1,8$$

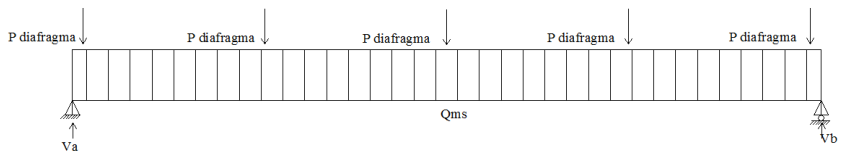
$$= 21,609 \text{ ton}$$

• Beban truck

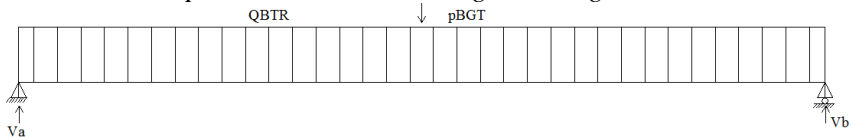
$$\begin{aligned}
 DLA &= 0,3 \\
 (\text{RSNI T} - 022005 \text{ Pasal } 6.6) \\
 Ku_{TT} &= 1,8 \\
 (\text{RSNI T} - 02 - 2005 \text{ Tabel } 12) \\
 Tu &= 112,5 \text{ kN} \\
 (\text{RSNI T} - 02 - 2005 \text{ Pasal } 6.4.1) \\
 P_{\text{truck}} &= (1 + DLA) \times Tu \times Ku_{TT} \\
 &= (1 + 0,3) \times 112,5 \times 1,8 \\
 &= 26,325 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

### 3. Perhitungan Per Segmen

Perhitungan girder dilakukan dengan membagi girder seperdelapam bentang hingga setengah dari panjang pelat lantai kendaraan yang ditumpu girder.



*Gambar 4.2 permodelan beban mati girder tengah 20,6 m*



*Gambar 4.3 Permodelan beban hidup girder tengah 20,6 m*

- **Segmen pada 1/8 bentang ( 2,575 m )**
  - **Reaksi Perletakan**

#### **Ra Akibat qDL**

$$\begin{aligned}
 \text{Beban mati merata, } V_A &= 0,5 \times q_{DL} \times L \\
 &= 0,5 \times 3,91825 \times 20,6 \\
 &= 40,35798 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

$$\text{Beban mati terpusat, } V_A = 0,5 \times n \text{ diafragma} \times p_{DL}$$

$$\begin{aligned}
 &= 0,5 \times 5 \times 0.4725 \\
 &= 1,18125 \text{ ton} \\
 \text{Total reaksi beban mati} &= 40,35798 \text{ ton} + 1,18125 \text{ ton} \\
 &= 41,53923 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

### **RVA akibat q UDL**

$$\begin{aligned}
 \text{Beban mati merata, VA} &= 0,5 \times q_{UDL} \times 1,3 \\
 &= 0,5 \times 5.094 \times 20,6 \\
 &= 52,4682 \text{ ton} \\
 \text{Beban mati terpusat, VA} &= 0,5 \times n \text{ diafragma} \times p_{UDL} \\
 &= 0,5 \times 5 \times 0.61425 \\
 &= 1,535625 \text{ ton} \\
 \text{Total reaksi beban mati} &= 52,4682 \text{ ton} + 1,535625 \text{ ton} \\
 &= 54,0010 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

### **Reaksi Perletakan Akibat Beban Hidup qLL**

#### **Ra Akibat qLL**

$$\begin{aligned}
 &= R_a \times q_{LL} + R_a \text{ P.BGT} \\
 &= (1/2 \times q_{LL} \times L) + (P \text{ BGT} \times \frac{L-L_{\text{Segmen}}}{L}) \\
 &= (1/2 \times 1,6625 \text{ t/m} \times 20,6 \text{ m}) + (12,005 \text{ ton} \times \frac{20,6-2,575}{20,6}) \\
 &= 27,6281 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

#### **Rb Akibat q LL**

$$\begin{aligned}
 &= R_b \times q_{LL} + R_b \text{ P.BGT} \\
 &= (1/2 \times q_{LL} \times L) + (P \text{ BGT} \times \frac{L_{\text{Segmen}}}{L}) \\
 &= (1/2 \times 2,0125 \text{ t/m} \times 20,6 \text{ m}) + (12,005 \text{ ton} \times \frac{2,575}{20,6}) \\
 &= 18,6244 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

#### **RVa akibat q ULL**

$$\begin{aligned}
 &= (1/2 \times q_{ULL} \times L) + (P_u \text{ BGT} \times \frac{L-L_{\text{Segmen}}}{L}) \\
 &= (1/2 \times 2,993 \text{ t/m} \times 20,6 \text{ m}) + (21,609 \text{ ton} \times \frac{20,6-2,575}{20,6}) \\
 &= 49,7306 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

#### **RVb akibat q ULL**



$$\begin{aligned}
&= (1/2 \times q \text{ ULL} \times L) + (P_u \text{ BGT} \times \frac{L.\text{Segmen}}{L}) \\
&= (1/2 \times 2,993 \text{ t/m} \times 20,6\text{m}) + (21,609 \text{ ton} \times \frac{2,575}{20,6}) \\
&= 33,5238 \text{ ton}
\end{aligned}$$

### **Akibat beban truck**

$$\begin{aligned}
T_u &= P \text{ truck} \\
&= 28,35 \text{ ton} \\
M_t &= T_u \times (0,5 \times S) \\
&= 28,35 \times (0,5 \times 1,75) \\
&= 25 \text{ ton.m}
\end{aligned}$$

#### ➤ Gaya Lintang D

$$\begin{aligned}
V \text{ akibat } q \text{ UDL} \\
&= R_{uva} - (q \text{UDL} \times L.\text{segmen} - n \times P_u \text{ diafragma}) \\
&= 54,0010 - (5,094 \times 2,575 - 1 \times 0.61425) \\
&= 40,2704 \text{ ton}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
V \text{ akibat } q \text{ ULL} \\
&= \text{Gaya lintang maksimal antara } R_{uva} \text{ dan } R_{uvb} \text{ akibat BGT} \\
&= R_{Va} \text{ akibat BGT} \\
&= 49,7306 \text{ ton}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
V_u \text{ total} \\
&= V_u \text{ DL} + V_u \text{ LL} \\
&= 40,2704 \text{ ton} + 49,7306 \text{ ton} \\
&= 90,0010 \text{ ton}
\end{aligned}$$

#### ➤ Gaya Momen

$$\begin{aligned}
\text{Momen akibat } q \text{UDL} \\
&= (q \text{ UDL} \times \frac{L}{2} \times L.\text{segmen}) - (0,5 \times q \text{UDL} \times (L.\text{segmen})^2) \\
&= (5,094 \text{ t/m} \times \frac{20,6 \text{ m}}{2} \times 2,575\text{m}) - (0,5 \times 5,094\text{t/m} \times (2,575)^2) \\
&= 118,2110 \text{ ton.m}
\end{aligned}$$

Momen akibat P diafragma

$$\begin{aligned}
 &= ((n. \text{ diafragma } / 2) \times P_u \text{ diafragma} \times L. \text{ segmen}) - P_u \text{ Diafragma} \\
 &\quad \times (L \text{ segmen} \times 0,3) \\
 &= \left( \frac{5}{2} \times 0,61425 \times 2,575 \right) - 0,61425 \times (2,575 \times 0,3) \\
 &= 2,5568 \text{ ton. m}
 \end{aligned}$$

Momen Akibat qULL

$$\begin{aligned}
 &= (q_{ULL} \times L / 2 \times L. \text{ segmen}) - (0.5 \times q_{ULL} \times (L. \text{ segmen})^2) \\
 &= (2,993 \text{ t/m} \times \frac{20.6}{2} \text{ m} \times 2.575 \text{ m}) - (0.5 \times 2,993 \text{ t/m} \times (2,575^2)) \\
 &= 69,4475 \text{ tm}
 \end{aligned}$$

Momen Akibat Beban Hidup Terpusat (Pu BGT )

$$\begin{aligned}
 &= P_u \text{ BGT} \times (L - L. \text{ segmen}) / L \times L. \text{ segmen} \\
 &= 21,609 \text{ ton} \times \frac{20.6 - 2,575}{20.6} \times 2,575 \text{ m} \\
 &= 48,6877 \text{ tm}
 \end{aligned}$$

MU Total

$$\begin{aligned}
 &M_{qUDL} + M_u \text{ diafragma} + M_{qULL} + M_u \text{ BGT} \\
 &= 118,211 + 2,5568 + 69,4475 + 48,6877 \\
 &= 238,9031 \text{ tm}
 \end{aligned}$$

➤ Penulangan Girder

$$\begin{aligned}
 m &= \frac{f_y}{\phi \times 0.85} & , f_y = 320 \text{ Mpa}, f_c' = 25 \text{ Mpa} \\
 m &= \frac{320}{0.8 \times 0.85} \\
 &= 16
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_u &= M_u \text{ total} \\
 &= 2389031334,9 \text{ Nmm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_n &= \frac{M_u}{0.8} \\
 &= \frac{2389031334,9}{0.8} \\
 &= 2986289169 \text{ Nmm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 R_n &= \frac{Mn}{b \times d^2} \\
 &= \frac{2986289169}{700 \times (1550)^2} \\
 &= 1,776
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \rho_{\text{balance}} &= 0.85 \times \frac{\beta_1}{f_y} \times f_c \times \frac{600}{600 + f_y} \\
 &= 0.85 \times \frac{0.85}{320} \times 25 \times \frac{600}{920} \\
 &= 0.0368
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \rho_{\text{min}} &= \frac{1,4}{f_y} \\
 &= \frac{1,4}{320} \\
 &= 0,0044
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \rho_{\text{max}} &= 0,75 \rho_{\text{balance}} \\
 &= 0.75 \times 0.0368 \\
 &= 0.0276
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \rho_{\text{perlu}} &= \frac{1}{m} \times \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 m R_n}{f_y}} \right) \\
 &= \frac{1}{16} \times \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 18,286 \times 1,776}{320}} \right) \\
 &= 0.0058
 \end{aligned}$$

### Kontrol

$$\rho_{\text{perlu}} > \rho_{\text{min}}$$

$$0.0058 > 0,0044$$

Maka yang digunakan  **$\rho$  perlu**

As perlu

$$\begin{aligned}
 &= \rho \times b \times d \\
 &= 0.0058 \times 700 \text{ mm} \times 1550 \text{ mm} \\
 &= 6314,7625 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Digunakan D32

As terpasang

$$= \frac{1}{4} \times \pi \times d^2$$

$$= 0.25 \times 3.14 \times (32^2)$$

$$= 804,2477 \text{ mm}^2$$

Dibutuhkan tulangan sejumlah

$$N = \frac{As \text{ perlu}}{As \text{ terpasang}}$$

$$= \frac{6314,7625}{804,2477} = 8 \text{ buah}$$

### Digunakan D32 sebanyak 8 buah

Untuk menjamin agar girder bersifat daktail, maka harus dipasang tulangan tekan sebesar,

As perlu

$$= \rho \times b \times dx$$

$$= 0.0044 \times 700 \text{ mm} \times 1550 \text{ mm}$$

$$= 4746,875 \text{ mm}^2$$

Digunakan D32

As terpasang

$$= \frac{1}{4} \times \pi \times d^2$$

$$= 0.25 \times 3.14 \times (32^2)$$

$$= 804,2477 \text{ mm}^2$$

$$N = \frac{As \text{ perlu}}{As \text{ terpasang}}$$

$$= \frac{4440,625}{4746,875} = 5,9 \text{ buah (dijadikan pembulatan menjadi 6 buah)}$$

### Digunakan tulangan tekan D32 sebanyak 6 buah

➤ Perencanaan sengkang

$$V_u = 900010,2563 \text{ N}$$

$$V_c = \frac{1}{6} \times b \times d \times \sqrt{f_c'}$$

$$= \frac{1}{6} \times 700 \times 1550 \times \sqrt{25}$$

$$= 904166,667 \text{ N}$$

$$V_{s \text{ min}} = \frac{b \times d}{3}$$

$$= \frac{700 \times 1550}{3}$$

$$= 361666,67 \text{ N}$$

Kontrol,

1.  $V_u \leq 0,5 \times \phi \times V_c$   
 $900010,2563 \leq 316458,33$  (TIDAK OK)
2.  $0,5 \times \phi \times V_c \leq V_u \leq \phi \times V_c$   
 $153125 \geq 900010,2563 \leq 632916,1667$   
 (TIDAK OK)
3.  $\phi \times V_c \leq V_u \leq \phi (V_c + V_{s \min})$   
 $632916,1667 \geq 900010,2563 \leq 886083,333$   
 (OK)
4.  $\phi (V_c + V_{s \min}) \leq V_u \leq \phi (V_c + 1/3 \times \sqrt{f_c'} \times b \times d)$   
 $886083,333 \geq 900010,2563 \leq 1898750$   
 (TIDAK OK)
5.  $(V_c + 1/3 \times \sqrt{f_c'} \times b \times d) \leq V_u \leq \phi (V_c + 2/3 \times \sqrt{f_c'} \times b \times d)$   
 $1898750 \geq 900010,2563 \leq 3164583,333$  (TIDAK OK)

Didapatka dari kontrol perhitungan diatas masuk pada kondisi 4. Maka perlu tulangan geser, untuk menjaga kestabilan struktur maka tetap direncanakan menggunakan tulangan geser 2 kaki dengan Ø12.

$$\begin{aligned}
 A_v &= 2 \times A_s \\
 &= 2 \times 0,25 \times \pi \times \phi^2 \\
 &= 2 \times 0,25 \times 3,14 \times 144 \\
 &= 226,08 \text{ mm}^2 \\
 S &= \frac{A_s \times f_y \times d}{V_s} \\
 &= \frac{226,08 \times 280 \times 1550}{361666,67} \\
 &= 271,296 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Maka untuk tulangan geser digunakan Ø 12 -250

- **Segmen pada 1/4 bentang ( 5,15 m)**
  - Reaksi Perletakan

**Ra Akibat qDL**

Beban mati merata, VA  $= 0,5 \times q_{DL} \times L$

$$\begin{aligned}
 &= 0,5 \times 3,91825 \times 20,6 \\
 &= 40,35798 \text{ ton} \\
 \text{Beban mati terpusat, VA} &= 0,5 \times n \text{ diafragma} \times pDL \\
 &= 0,5 \times 5 \times 0.4725 \\
 &= 1,18125 \text{ ton} \\
 \text{Total reaksi beban mati} &= 40,35798 \text{ ton} + 1,18125 \text{ ton} \\
 &= 41,53923 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

### **RVA akibat q UDL**

$$\begin{aligned}
 \text{Beban mati merata, VA} &= 0,5 \times q_{uDL} \times 1,3 \\
 &= 0,5 \times 5.094 \times 20,6 \\
 &= 52,4682 \text{ ton} \\
 \text{Beban mati terpusat, VA} &= 0,5 \times n \text{ diafragma} \times p_{uDL} \\
 &= 0,5 \times 5 \times 0.61425 \\
 &= 1,535625 \text{ ton} \\
 \text{Total reaksi beban mati} &= 52,4682 \text{ ton} + 1,535625 \text{ ton} \\
 &= 54,0010 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

Reaksi Perletakan Akibat Beban Hidup qLL

### **Ra Akibat qLL**

$$\begin{aligned}
 &= R_a \times q_{LL} + R_a \text{ P.BGT} \\
 &= (1/2 \times q_{LL} \times L) + (P \text{ BGT} \times \frac{L-L_{\text{Segmen}}}{L}) \\
 &= (1/2 \times 1,6625 \text{ t/m} \times 20,6\text{m}) + (12,005 \text{ ton} \times \frac{20,6-5,15}{20,6}) \\
 &= 26,1275 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

### **Rb Akibat q LL**

$$\begin{aligned}
 &= R_b \times q_{LL} + R_b \text{ P.BGT} \\
 &= (1/2 \times q_{LL} \times L) + (P \text{ BGT} \times \frac{L_{\text{Segmen}}}{L}) \\
 &= (1/2 \times 2,0125 \text{ t/m} \times 20,6\text{m}) + (12,005 \text{ ton} \times \frac{5,15}{20,6}) \\
 &= 20,1250 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

RVa akibat q ULL

$$= (1/2 \times q_{ULL} \times L) + (P_u \text{ BGT} \times \frac{L-L_{\text{Segmen}}}{L})$$

$$\begin{aligned}
&= (1/2 \times 2,993 \text{ t/m} \times 20,6\text{m}) + (21,609 \text{ ton} \times \frac{20,6-5,15}{20,6}) \\
&= 47,0295 \text{ ton} \\
&\text{RVb akibat q ULL} \\
&= (1/2 \times q \text{ ULL} \times L) + (P_u \text{ BGT} \times \frac{L.\text{Segmen}}{L}) \\
&= (1/2 \times 2,993 \text{ t/m} \times 20,6\text{m}) + (21,609 \text{ ton} \times \frac{5,15}{20,6}) \\
&= 36,2250 \text{ ton}
\end{aligned}$$

### **Akibat beban truck**

$$\begin{aligned}
T_u &= P \text{ truck} \\
&= 28,35 \text{ ton} \\
M_t &= T_u \times (0,5 \times S) \\
&= 28,35 \times (0,5 \times 1,75) \\
&= 25 \text{ ton.m}
\end{aligned}$$

### ➤ **Gaya Lintang D**

$$\begin{aligned}
&\text{V akibat q UDL} \\
&= R_{uV} - (q \text{UDL} \times L.\text{segmen} - n \times P_u \text{ diafragma}) \\
&= 54,0010 - (5,094 \times 2,575 - 1 \times 0.61425) \\
&= 27,1541 \text{ ton}
\end{aligned}$$

### **V akibat q ULL**

$$\begin{aligned}
&= \text{Gaya lintang maksimal antara } R_{uV} \text{ dan } R_{uVb} \text{ akibat BGT} \\
&= R_{V a} \text{ akibat BGT} \\
&= 47,0295 \text{ ton}
\end{aligned}$$

### **Vu total**

$$\begin{aligned}
&= V_u \text{ DL} + V_u \text{ LL} \\
&= 27,1541 \text{ ton} + 47,0295 \text{ ton} \\
&= 74,1836 \text{ ton}
\end{aligned}$$

### ➤ **Gaya Momen**

#### **Momen akibat qUDL**

$$= (q \text{ UDL} \times \frac{L}{2} \times L.\text{segmen}) - (0,5 \times q \text{UDL} \times (L.\text{segmen})^2)$$

$$\begin{aligned}
 &= (5,094 \text{ t/m} \times \frac{20,6 \text{ m}}{2} \times 5,15 \text{ m}) - (0,5 \times 5,094 \text{ t/m} \times (5,15 \text{ m})^2) \\
 &= 202,6475 \text{ ton.m}
 \end{aligned}$$

Momen akibat P diafragma

$$\begin{aligned}
 &= ((n. \text{ diafragma} / 2) \times P_u \text{ diafragma} \times L. \text{ segmen}) - P_u \text{ Diafragma} \times (L \text{ segmen} \times 0,3) \\
 &= (\frac{5}{2} \times 0,61425 \times 5,15) - 0,61425 \times (5,15 \times 0,3) \\
 &= 4,9294 \text{ ton. m}
 \end{aligned}$$

Momen Akibat qULL

$$\begin{aligned}
 &= (q_{ULL} \times L/2 \times L. \text{ segmen}) - (0.5 \times q_{ULL} \times (L. \text{ segmen})^2) \\
 &= (2,993 \text{ t/m} \times \frac{20,6 \text{ m}}{2} \times 5,15 \text{ m}) - (0.5 \times 2,993 \text{ t/m} \times (5,15 \text{ m})^2) \\
 &= 119,0528 \text{ ton.m}
 \end{aligned}$$

Momen Akibat Beban Hidup Terpusat (Pu BGT)

$$\begin{aligned}
 &= P_u \text{ BGT} \times (L - L. \text{ segmen}) / L \times L. \text{ segmen} \\
 &= 21,609 \text{ ton} \times \frac{20,6 - 5,15}{20,6} \times 5,15 \text{ m} \\
 &= 83,4647 \text{ ton.m}
 \end{aligned}$$

MU Total

$$\begin{aligned}
 &M_{qUDL} + M_u \text{ diafragma} + M_{qULL} + M_u \text{ BGT} \\
 &= 202,6475 + 4,9294 + 119,0528 + 83,4647 \\
 &= 410,0945 \text{ ton.m}
 \end{aligned}$$

### ➤ Penulangan Girder

$$\begin{aligned}
 m &= \frac{f_y}{\phi \times 0.85} & , f_y = 320 \text{ Mpa}, f_c' = 25 \text{ Mpa} \\
 m &= \frac{320}{0.8 \times 0.85} \\
 &= 16
 \end{aligned}$$

$$M_u = M_u \text{ total}$$



$$\begin{aligned}
 &= 4100944726 \text{ Nmm} \\
 M_n &= \frac{Mu}{0.8} \\
 &= \frac{4100944726}{0.8} \\
 &= 5126180907 \text{ Nmm} \\
 R_n &= \frac{M_n}{b \times d^2} \\
 &= \frac{5126180907}{700 \times (1550)^2} \\
 &= 3,048
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \rho_{\text{balance}} &= 0.85 \times \frac{\beta_1}{f_y} \times f_c \times \frac{600}{600 + f_y} \left( 25 \times \frac{600}{920} \right) \\
 &= 0.0368 \\
 \rho_{\text{min}} &= \frac{1,4}{f_y} \\
 &= \frac{1,4}{320} \\
 &= 0,0044 \\
 \rho_{\text{max}} &= 0,75 \rho_{\text{balance}} \\
 &= 0.75 \times 0.0368 \\
 &= 0.0276
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \rho_{\text{perlu}} &= \frac{1}{m} \times \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 m R_n}{f_y}} \right) \\
 &= \frac{1}{6309,6419} \times \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 18,286 \times 3,048}{320}} \right) \\
 &= 0.0104
 \end{aligned}$$

### Kontrol

$$\rho_{\text{perlu}} > \rho_{\text{min}}$$

$$0.0104 > 0,0044$$

Maka yang digunakan  $\rho_{\text{perlu}}$

As perlu

$$= \rho \times b \times d_x$$

$$= 0.0104 \times 700 \text{ mm} \times 1450 \text{ mm}$$

$$= 11271,8503 \text{ mm}^2$$

Digunakan D32

$$\begin{aligned}
 &\text{As terpasang} \\
 &= \frac{1}{4} \times \pi \times d^2 \\
 &= 0.25 \times 3.14 \times (32^2) \\
 &= 804,2477 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Dibutuhkan tulangan sejumlah

$$\begin{aligned}
 N &= \frac{\text{As perlu}}{\text{As terpasang}} \\
 &= \frac{11271,8503}{804,2477} = 14 \text{ buah}
 \end{aligned}$$

### **Digunakan D32 sebanyak 14 buah**

Untuk menjamin agar girder bersifat daktail, maka harus dipasang tulangan tekan sebesar,

$$\begin{aligned}
 &\text{As perlu} \\
 &= \rho \times b \times d \\
 &= 0.0044 \times 700 \text{ mm} \times 1550 \text{ mm} \\
 &= 4746,875 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Digunakan D32

$$\begin{aligned}
 &\text{As terpasang} \\
 &= \frac{1}{4} \times \pi \times d^2 \\
 &= 0.25 \times 3.14 \times (32^2) \\
 &= 804,2477 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 N &= \frac{\text{As perlu}}{\text{As terpasang}} \\
 &= \frac{4440,625}{804,2477} = 5,9 \text{ buah (dijadikan pembulatan menjadi 6 buah)}
 \end{aligned}$$

### **Digunakan tulangan tekan D32 sebanyak 6 buah**

#### ➤ Perencanaan sengkang

$$\begin{aligned}
 V_u &= 741835,5875 \text{ N} \\
 V_c &= \frac{1}{6} \times b \times d \times \sqrt{f_c'} \\
 &= \frac{1}{6} \times 700 \times 1550 \times \sqrt{25} \\
 &= 904166,667 \text{ N} \\
 V_{s \text{ min}} &= \frac{b \times d}{3}
 \end{aligned}$$

$$= \frac{700 \times 1550}{3}$$

$$= 361666,67 \text{ N}$$

Kontrol,

1.  $V_u \leq 0,5 \times \emptyset \times V_c$   
 $741835,5875 \leq 316458,33 \quad (\text{TIDAK OK})$
2.  $0,5 \times \emptyset \times V_c \leq V_u \leq \emptyset \times V_c$   
 $153125 \geq 741835,5875 \leq 632916,1667$   
 $(\text{TIDAK OK})$
3.  $\emptyset \times V_c \leq V_u \leq \emptyset (V_c + V_{s \min})$   
 $632916,1667 \geq 741835,5875 \leq 886083,333 (\text{OK})$
4.  $\emptyset (V_c + V_{s \min}) \leq V_u \leq \emptyset (V_c + 1/3 \times \sqrt{f_c'} \times b \times d)$   
 $886083,333 \geq 741835,5875 \leq 1898750$   
 $(\text{TIDAK OK})$
5.  $(V_c + 1/3 \times \sqrt{f_c'} \times b \times d) \leq V_u \leq \emptyset (V_c + 2/3 \times \sqrt{f_c'} \times b \times d)$   
 $1898750 \geq 741835,5875 \leq 3164583,333 (\text{TIDAK OK})$

Didapatka dari kontrol perhitungan diatas masuk pada kondisi 3. Maka perlu tulangan geser, untuk menjaga kestabilan struktur maka tetap direncanakan menggunakan tulangan geser 2 kaki dengan  $\emptyset 12$ .

$$A_v = 2 \times A_s$$

$$= 2 \times 0,25 \times \pi \times \emptyset^2$$

$$= 2 \times 0,25 \times 3,14 \times 144$$

$$= 226,08 \text{ mm}^2$$

$$S = \frac{A_s \times f_y \times d}{V_s}$$

$$= \frac{226,08 \times 280 \times 1550}{361666,67}$$

$$= 271,296 \text{ mm}$$

Maka untuk tulangan geser digunakan Ø 12 -250

- **Segmen pada 3/8 bentang ( 7,725 m)**

➤ **Reaksi Perletakan**

**Ra Akibat qDL**

$$\begin{aligned}
 \text{Beban mati merata, VA} &= 0,5 \times q_{DL} \times L \\
 &= 0,5 \times 3,91825 \times 20,6 \\
 &= 40,35798 \text{ ton} \\
 \text{Beban mati terpusat, VA} &= 0,5 \times n \text{ diafragma} \times p_{DL} \\
 &= 0,5 \times 5 \times 0.4725 \\
 &= 1,18125 \text{ ton} \\
 \text{Total reaksi beban mati} &= 40,35798 \text{ ton} + 1,18125 \text{ ton} \\
 &= 41,53923 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

**RVA akibat q UDL**

$$\begin{aligned}
 \text{Beban mati merata, VA} &= 0,5 \times q_{UDL} \times 1,3 \\
 &= 0,5 \times 5.094 \times 20,6 \\
 &= 52,4682 \text{ ton} \\
 \text{Beban mati terpusat, VA} &= 0,5 \times n \text{ diafragma} \times p_{UDL} \\
 &= 0,5 \times 5 \times 0.61425 \\
 &= 1,535625 \text{ ton} \\
 \text{Total reaksi beban mati} &= 52,4682 \text{ ton} + 1,535625 \text{ ton} \\
 &= 54,0010 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

Reaksi Perletakan Akibat Beban Hidup qLL

**Ra Akibat qLL**

$$\begin{aligned}
 &= R_a \times q_{LL} + R_a \text{ P.BGT} \\
 &= (1/2 \times q_{LL} \times L) + (P \text{ BGT} \times \frac{L - L_{\text{Segmen}}}{L}) \\
 &= (1/2 \times 1,6625 \text{ t/m} \times 20,6\text{m}) + (12,005 \text{ ton} \times \frac{20,6 - 7,725}{20,6}) \\
 &= 24,6269 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

**Rb Akibat q LL**

$$\begin{aligned}
 &= R_b \times q_{LL} + R_b \text{ P.BGT} \\
 &= (1/2 \times q_{LL} \times L) + (P \text{ BGT} \times \frac{L_{\text{Segmen}}}{L})
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 &= (1/2 \times 2,0125 \text{ t/m} \times 20,6\text{m}) + (12,005 \text{ ton} \times \frac{7,725}{20,6}) \\
 &= 21,6256 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

RVa akibat q ULL

$$\begin{aligned}
 &= (1/2 \times q \text{ ULL} \times L) + (P_u \text{ BGT} \times \frac{L-L.\text{Segmen}}{L}) \\
 &= (1/2 \times 2,993 \text{ t/m} \times 20,6\text{m}) + (21,609 \text{ ton} \times \frac{20,6-7,725}{20,6}) \\
 &= 44,3284 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

RVb akibat q ULL

$$\begin{aligned}
 &= (1/2 \times q \text{ ULL} \times L) + (P_u \text{ BGT} \times \frac{L.\text{Segmen}}{L}) \\
 &= (1/2 \times 2,993 \text{ t/m} \times 20,6\text{m}) + (21,609 \text{ ton} \times \frac{7,725}{20,6}) \\
 &= 38,9261 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

### **Akibat beban truck**

$$\begin{aligned}
 T_u &= P \text{ truck} \\
 &= 28,35 \text{ ton} \\
 M_t &= T_u \times (0,5 \times S) \\
 &= 28,35 \times (0,5 \times 1,75) \\
 &= 25 \text{ ton.m}
 \end{aligned}$$

### ➤ **Gaya Lintang D**

V akibat q UDL

$$\begin{aligned}
 &= R_{uV} - (q \text{UDL} \times L.\text{segmen} - n \times P_u \text{ diafragma}) \\
 &= 54,0010 - (5.094 \times 7,725 - 1 \times 0.61425) \\
 &= 13,4234 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

V akibat q ULL

$$\begin{aligned}
 &= \text{Gaya lintang maksimal antara } R_{uV} \text{ dan } R_{uVb} \text{ akibat BGT} \\
 &= R_{uV} \text{ akibat BGT} \\
 &= 44,3284 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

Vu total

$$\begin{aligned}
 &= V_u \text{ DL} + V_u \text{ LL} \\
 &= 13,4234 \text{ ton} + 44,3284 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

$$= 57,7518 \text{ ton}$$

➤ Gaya Momen

Momen akibat qUDL

$$\begin{aligned} &= (q \text{ UDL} \times \frac{L}{2} \times L.\text{segmen}) - (0,5 \times q\text{UDL} \times (L.\text{segmen})^2) \\ &= (5,094 \text{ t/m} \times \frac{20,6 \text{ m}}{2} \times 7,725 \text{ m}) - (0,5 \times 5,094 \text{ t/m} \times (7,725 \text{ m})^2) \\ &= 253,3094 \text{ ton.m} \end{aligned}$$

Momen akibat P diafragma

$$\begin{aligned} &= ((n. \text{ diafragma} / 2) \times P_u \text{ diafragma} \times L.\text{segmen}) - P_u \text{ Diafragma} \times (L \text{ segmen} \times 0,3) \\ &= (\frac{5}{2} \times 0,61425 \times 2,575) - 0,61425 \times (2,575 \times 0,3) \\ &= 7,3019 \text{ ton. m} \end{aligned}$$

Momen Akibat qULL

$$\begin{aligned} &= (q\text{ULL} \times L/2 \times L.\text{segmen}) - (0.5 \times q\text{ULL} \times (L.\text{segmen})^2) \\ &= (2,993 \text{ t/m} \times \frac{20,6}{2} \text{ m} \times 7,725 \text{ m}) - (0.5 \times 2,993 \text{ t/m} \times (7,725)^2) \\ &= 148,8161 \text{ ton.m} \end{aligned}$$

Momen Akibat Beban Hidup Terpusat (Pu BGT)

$$\begin{aligned} &= P_u \text{ BGT} \times (L - L.\text{segmen}) / L \times L.\text{segmen} \\ &= 21,609 \text{ ton} \times \frac{20,6 - 7,725}{20,6} \times 7,725 \text{ m} \\ &= 104,3309 \text{ ton.m} \end{aligned}$$

MU Total

$$\begin{aligned} &Mq\text{UDL} + M_u \text{ diafragma} + Mq\text{ULL} + M_u \text{ BGT} \\ &= 253,3094 + 7,3019 + 148,8161 + 104,3309 \\ &= 513,7583 \text{ ton.m} \end{aligned}$$

➤ Penulangan Girder

$$m = \frac{f_y}{\phi \times 0.85} \quad , f_y = 320 \text{ Mpa}, f_c' = 25 \text{ Mpa}$$

$$m = \frac{320}{0.8 \times 0.85} \\ = 16$$

$$Mu = Mu \text{ total} \\ = 5137582923 \text{ Nmm}$$

$$Mn = \frac{Mu}{0.8} \\ = \frac{5137582923}{0.8} \\ = 6421978654 \text{ Nmm}$$

$$Rn = \frac{Mn}{b \times d^2} \\ = \frac{6421978654}{700 \times (1550)^2} \\ = 3,819$$

$$\rho_{\text{balance}} = 0.85 \times \frac{\beta_1}{f_y} \times f_c' \times \frac{600}{600 + f_y} \\ = 0.85 \times \frac{0.85}{320} \times 25 \times \frac{600}{920} \\ = 0.0368$$

$$\rho_{\text{min}} = \frac{1,4}{f_y} \\ = \frac{1,4}{320} \\ = 0,0044$$

$$\rho_{\text{max}} = 0,75 \rho_{\text{balance}} \\ = 0.75 \times 0.0368$$

$$= 0.0276$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{1}{m} \times \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 m Rn}{f_y}} \right)$$

$$= \frac{1}{16} \times \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 16,286 \times 3,819}{320}} \right)$$

$$= 0.0134$$

**Kontrol**

$$\rho_{\text{perlu}} > \rho_{\text{min}}$$

$$0.0134 > 0,0044$$

Maka yang digunakan  **$\rho$  perlu**

As perlu

$$\begin{aligned} &= \rho \times b \times dx \\ &= 0.0134 \times 700 \text{ mm} \times 1450 \text{ mm} \\ &= 14497,1610 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Digunakan D32

As terpasang

$$\begin{aligned} &= \frac{1}{4} \times \pi \times d^2 \\ &= 0.25 \times 3.14 \times (32^2) \\ &= 804,2477 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Dibutuhkan tulangan sejumlah

$$\begin{aligned} N &= \frac{As \text{ perlu}}{As \text{ terpasang}} \\ &= \frac{14497,1610}{804,2477} = 18 \text{ buah} \end{aligned}$$

**Digunakan D32 sebanyak 18 buah**

Untuk menjamin agar girder bersifat daktail, maka harus dipasang tulangan tekan sebesar,

As perlu

$$\begin{aligned} &= \rho \times b \times dx \\ &= 0.0044 \times 700 \text{ mm} \times 1550 \text{ mm} \\ &= 4746,875 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Digunakan D32

As terpasang

$$\begin{aligned} &= \frac{1}{4} \times \pi \times d^2 \\ &= 0.25 \times 3.14 \times (32^2) \\ &= 804,2477 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} N &= \frac{As \text{ perlu}}{As \text{ terpasang}} \\ &= \frac{4440,625}{4746,875} = 5,9 \text{ buah (dijadikan pembulatan} \end{aligned}$$

menjadi 6 buah )

**Digunakan tulangan tekan D32 sebanyak 6 buah**

➤ Perencanaan sengkang

$$V_u = 577518,4188 \text{ N}$$



$$\begin{aligned}
 V_c &= \frac{1}{6} \times b \times d \times \sqrt{f_c'} \\
 &= \frac{1}{6} \times 700 \times 1550 \times \sqrt{25} \\
 &= 904166,667 \text{ N} \\
 V_{s \text{ min}} &= \frac{b \times d}{3} \\
 &= \frac{700 \times 1550}{3} \\
 &= 361666,67 \text{ N}
 \end{aligned}$$

Kontrol,

1.  $V_u \leq 0,5 \times \emptyset \times V_c$   
 $577518,4188 \leq 316458,33$  ( TIDAK OK )
2.  $0,5 \times \emptyset \times V_c \leq V_u \leq \emptyset \times V_c$   
 $153125 \geq 741835,5875 \leq 632916,1667$  ( OK )
3.  $\emptyset \times V_c \leq V_u \leq \emptyset ( V_c + V_{s \text{ min}} )$   
 $632916,1667 \geq 577518,4188 \leq 886083,333$  ( TIDAK OK )
4.  $\emptyset ( V_c + V_{s \text{ min}} ) \leq V_u \leq \emptyset ( V_c + 1/3 \times \sqrt{f_c'} \times b \times d )$   
 $886083,333 \geq 577518,4188 \leq 1898750$  ( TIDAK OK )
5.  $( V_c + 1/3 \times \sqrt{f_c'} \times b \times d ) \leq V_u \leq \emptyset ( V_c + 2/3 \sqrt{f_c'} \times b \times d )$   
 $1898750 \geq 577518,4188 \leq 3164583,333$  ( TIDAK OK )

Didapatka dari kontrol perhitungan diatas masuk pada kondisi

2. Maka perlu tulangan geser minimum, untuk menjaga kestabilan struktur maka tetap direncanakan menggunakan tulangan geser 2 kaki dengan Ø12.

$$\begin{aligned}
 A_v &= 2 \times A_s \\
 &= 2 \times 0,25 \times \pi \times \emptyset^2 \\
 &= 2 \times 0,25 \times 3,14 \times 144 \\
 &= 226,08 \text{ mm}^2 \\
 S &= \frac{A_s \times f_y \times d}{V_s} \\
 &= \frac{226,08 \times 280 \times 1550}{361666,67} \\
 &= 271,296 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Maka untuk tulangan geser digunakan Ø 12 -250

- Segmen pada 1/2 bentang ( 10,3 m)

➤ **Reaksi Perletakan**

**Ra Akibat qDL**

$$\begin{aligned}
 \text{Beban mati merata, VA} &= 0,5 \times q_{DL} \times L \\
 &= 0,5 \times 3,91825 \times 20,6 \\
 &= 40,35798 \text{ ton} \\
 \text{Beban mati terpusat, VA} &= 0,5 \times n \text{ diafragma} \times p_{DL} \\
 &= 0,5 \times 5 \times 0.4725 \\
 &= 1,18125 \text{ ton} \\
 \text{Total reaksi beban mati} &= 40,35798 \text{ ton} + 1,18125 \text{ ton} \\
 &= 41,53923 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

**RVA akibat q UDL**

$$\begin{aligned}
 \text{Beban mati merata, VA} &= 0,5 \times q_{uDL} \times 1,3 \\
 &= 0,5 \times 5.094 \times 20,6 \\
 &= 52,4682 \text{ ton} \\
 \text{Beban mati terpusat, VA} &= 0,5 \times n \text{ diafragma} \times p_{uDL} \\
 &= 0,5 \times 5 \times 0.61425 \\
 &= 1,535625 \text{ ton} \\
 \text{Total reaksi beban mati} &= 52,4682 \text{ ton} + 1,535625 \text{ ton} \\
 &= 54,0010 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

Reaksi Perletakan Akibat Beban Hidup qLL

**Ra Akibat qLL**

$$\begin{aligned}
 &= R_a \times q_{LL} + R_a \text{ P.BGT} \\
 &= (1/2 \times q_{LL} \times L) + (P \text{ BGT} \times \frac{L-L_{\text{Segmen}}}{L}) \\
 &= (1/2 \times 1,6625 \text{ t/m} \times 20,6 \text{ m}) + (12,005 \text{ ton} \times \frac{20,6-10,3}{20,6}) \\
 &= 23,1263 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

**Rb Akibat q LL**

$$= R_b \times q_{LL} + R_b \text{ P.BGT}$$

$$\begin{aligned}
&= (1/2 \times q_{LL} \times L) + (P_{BGT} \times \frac{L - L_{Segmen}}{L}) \\
&= (1/2 \times 2,0125 \text{ t/m} \times 20,6 \text{ m}) + (12,005 \text{ ton} \times \frac{10,3}{20,6}) \\
&= 23,1263 \text{ ton}
\end{aligned}$$

RVa akibat q ULL

$$\begin{aligned}
&= (1/2 \times q_{ULL} \times L) + (P_u BGT \times \frac{L - L_{Segmen}}{L}) \\
&= (1/2 \times 2,993 \text{ t/m} \times 20,6 \text{ m}) + (21,609 \text{ ton} \times \frac{20,6 - 10,3}{20,6}) \\
&= 41,6273 \text{ ton}
\end{aligned}$$

RVb akibat q ULL

$$\begin{aligned}
&= (1/2 \times q_{ULL} \times L) + (P_u BGT \times \frac{L_{Segmen}}{L}) \\
&= (1/2 \times 2,993 \text{ t/m} \times 20,6 \text{ m}) + (21,609 \text{ ton} \times \frac{10,3}{20,6}) \\
&= 41,6273 \text{ ton}
\end{aligned}$$

#### **Akibat beban truck**

$$\begin{aligned}
T_u &= P_{truck} \\
&= 28,35 \text{ ton} \\
M_t &= T_u \times (0,5 \times S) \\
&= 28,35 \times (0,5 \times 1,75) \\
&= 25 \text{ ton.m}
\end{aligned}$$

#### ➤ Gaya Lintang D

V akibat q UDL

$$\begin{aligned}
&= R_{uV} - (q_{UDL} \times L_{segmen} - n \times P_u \text{ diafragma}) \\
&= 54,0010 - (5,094 \times 10,3 - 1 \times 0,61425) \\
&= -0,3071 \text{ ton}
\end{aligned}$$

V akibat q ULL

$$\begin{aligned}
&= \text{Gaya lintang maksimal antara } R_{uV} \text{ dan } R_{uVb} \text{ akibat BGT} \\
&= R_{uV} \text{ akibat BGT} \\
&= 41,6272 \text{ ton}
\end{aligned}$$

Vu total

$$\begin{aligned}
&= V_u \text{ DL} + V_u \text{ LL} \\
&= -0,3071 \text{ ton} + 41,6272 \text{ ton} \\
&= 41,3201 \text{ ton}
\end{aligned}$$

➤ Gaya Momen

Momen akibat qUDL

$$\begin{aligned}
&= (q \text{ UDL} \times \frac{L}{2} \times L.\text{segmen}) - (0,5 \times q \text{ UDL} \times (L.\text{segmen})^2) \\
&= (5,094 \text{ t/m} \times \frac{20,6 \text{ m}}{2} \times 10,3 \text{ m}) - (0,5 \times 5,094 \text{ t/m} \times (10,3 \text{ m})^2) \\
&= 270,1966 \text{ ton.m}
\end{aligned}$$

Momen akibat P diafragma

$$\begin{aligned}
&= ((n.\text{ diafragma} / 2) \times P_u \text{ diafragma} \times L.\text{segmen}) - P_u \text{ Diafragma} \\
&\quad \times (L \text{ segmen} \times 0,3) \\
&= (\frac{5}{2} \times 0,61425 \times 10,3) - 0,61425 \times (10,3 \times 0,3) \\
&= 9,6744 \text{ ton. m}
\end{aligned}$$

Momen Akibat qULL

$$\begin{aligned}
&= (q \text{ ULL} \times L/2 \times L.\text{segmen}) - (0.5 \times q \text{ ULL} \times (L.\text{segmen})^2) \\
&= (2,993 \text{ t/m} \times \frac{20,6}{2} \text{ m} \times 10,3 \text{ m}) - (0.5 \times 2,993 \text{ t/m} \times (10,3)^2) \\
&= 158,7372 \text{ ton.m}
\end{aligned}$$

Momen Akibat Beban Hidup Terpusat (Pu BGT)

$$\begin{aligned}
&= P_u \text{ BGT} \times (L - L.\text{segmen}) / L \times L.\text{segmen} \\
&= 21,609 \text{ ton} \times \frac{20,6 - 10,3}{20,6} \times 10,3 \text{ m} \\
&= 111,2864 \text{ ton.m}
\end{aligned}$$

MU Total

$$\begin{aligned}
&M_q \text{ UDL} + M_u \text{ diafragma} + M_q \text{ ULL} + M_u \text{ BGT} \\
&= 270,1966 + 9,6744 + 158,7372 + 111,2864 \\
&= 549,8946 \text{ ton.m}
\end{aligned}$$

➤ Penulangan Girder

$$m = \frac{f_y}{\phi \times 0.85} \quad , f_y = 320 \text{ Mpa}, f_c' = 25 \text{ Mpa}$$

$$m = \frac{320}{0.8 \times 0.85}$$

$$= 16$$

$$Mu = Mu \text{ total}$$

$$= 5498945926 \text{ Nmm}$$

$$Mn = \frac{Mu}{0.8}$$

$$= \frac{5498945926}{0.8}$$

$$= 6871378970 \text{ Nmm}$$

$$Rn = \frac{Mn}{b \times d^2}$$

$$= \frac{6871378970}{700 \times (1550)^2}$$

$$= 4,087$$

$$\rho_{\text{balance}} = 0.85 \times \frac{\beta_1}{f_y} \times f_c' \times \frac{600}{600 + f_y}$$

$$= 0.85 \times \frac{0.85}{320} \times 25 \times \frac{600}{920}$$

$$= 0.0368$$

$$\rho_{\text{min}} = \frac{1,4}{f_y}$$

$$= \frac{1,4}{320}$$

$$= 0,0044$$

$$\rho_{\text{max}} = 0,75 \rho_{\text{balance}}$$

$$= 0.75 \times 0.0368$$

$$= 0.0276$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{1}{m} \times \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 m Rn}{f_y}} \right)$$

$$= \frac{1}{16} \times \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 18,286 \times 4,087}{320}} \right)$$

$$= 0.0144$$

**Kontrol**

$$\rho_{\text{perlu}} > \rho_{\text{min}}$$

$$0.0144 > 0,0044$$

Maka yang digunakan  **$\rho$  perlu**

As perlu

$$= \rho \times b \times dx$$

$$= 0.0144 \times 700 \text{ mm} \times 1450 \text{ mm}$$

$$= 15668,34766 \text{ mm}^2$$

Digunakan D32

As terpasang

$$= \frac{1}{4} \times \pi \times d^2$$

$$= 0.25 \times 3.14 \times (32^2)$$

$$= 804,2477 \text{ mm}^2$$

Dibutuhkan tulangan sejumlah

$$N = \frac{\text{As perlu}}{\text{As terpasang}} = \frac{15668,34766}{804,2477} = 20 \text{ buah}$$

**Digunakan D32 sebanyak 20 buah**

Untuk menjamin agar girder bersifat daktail, maka harus dipasang tulangan tekan sebesar,

As perlu

$$= \rho \times b \times dx$$

$$= 0.0044 \times 700 \text{ mm} \times 1550 \text{ mm}$$

$$= 4746,875 \text{ mm}^2$$

Digunakan D32

As terpasang

$$= \frac{1}{4} \times \pi \times d^2$$

$$= 0.25 \times 3.14 \times (32^2)$$

$$= 804,2477 \text{ mm}^2$$

$$N = \frac{\text{As perlu}}{\text{As terpasang}} = \frac{4440,625}{804,2477}$$

$$= 5,9 \text{ buah (dijadikan pembulatan menjadi 6 buah)}$$

**Digunakan tulangan tekan D32 sebanyak 6 buah**

➤ Perencanaan sengkang

$$\begin{aligned}
 V_u &= 413201,25 \text{ N} \\
 V_c &= \frac{1}{6} \times b \times d \times \sqrt{f_c'} \\
 &= \frac{1}{6} \times 700 \times 1550 \times \sqrt{25} \\
 &= 904166,667 \text{ N} \\
 V_{s \min} &= \frac{b \times d}{3} \\
 &= \frac{700 \times 1550}{3} \\
 &= 361666,67 \text{ N}
 \end{aligned}$$

Kontrol,

1.  $V_u \leq 0,5 \times \emptyset \times V_c$   
 $413201,25 \leq 316458,33$  (TIDAK OK)
2.  $0,5 \times \emptyset \times V_c \leq V_u \leq \emptyset \times V_c$   
 $153125 \geq 413201,25 \leq 632916,1667$  (OK)
3.  $\emptyset \times V_c \leq V_u \leq \emptyset (V_c + V_{s \min})$   
 $632916,1667 \geq 413201,25 \leq 886083,333$  (TIDAK OK)
4.  $\emptyset (V_c + V_{s \min}) \leq V_u \leq \emptyset (V_c + 1/3 \times \sqrt{f_c'} \times b \times d)$   
 $886083,333 \geq 413201,25 \leq 1898750$  (TIDAK OK)
5.  $(V_c + 1/3 \times \sqrt{f_c'} \times b \times d) \leq V_u \leq \emptyset (V_c + 2/3 \times \sqrt{f_c'} \times b \times d)$   
 $1898750 \geq 413201,25 \leq 3164583,333$  (TIDAK OK)

Didapatka dari kontrol perhitungan diatas masuk pada kondisi 2. Maka perlu tulangan geser minimum, untuk menjaga kestabilan struktur maka tetap direncanakan menggunakan tulangan geser 2 kaki dengan Ø12.

$$\begin{aligned}
 A_v &= 2 \times A_s \\
 &= 2 \times 0,25 \times \pi \times \emptyset^2 \\
 &= 2 \times 0,25 \times 3,14 \times 144 \\
 &= 226,08 \text{ mm}^2 \\
 S &= \frac{A_s \times f_y \times d}{V_s} \\
 &= \frac{226,08 \times 280 \times 1550}{361666,67} \\
 &= 271,296 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Maka untuk tulangan geser digunakan Ø 12 -250

#### 4.2.6.8 Perhitungan Torsi tengah

##### a. *Segmen 2,575*

##### 1. Perhitungan momen

##### **Akibat BTR**

$$\begin{aligned} \text{Mt BTR} &= 0,5 \times q_{\text{BTR}} \times \left(\frac{S}{2}\right)^2 \\ &= 0,5 \times 0,9 \times \left(\frac{1,75}{2}\right)^2 \\ &= 0,3445 \text{ ton.m/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Mtu BTR} &= \text{Mt BTR} \times 1,8 \\ &= 0,3445 \times 1,8 \\ &= 0,6202 \text{ tm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Tu BTR} &= \text{Mtu BTR} \times \frac{L}{2} \\ &= 0,6202 \times \frac{20,6}{2} \\ &= 6,3876 \text{ ton.m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Bid Tu BTR} &= \text{Tu BTR} - \text{Mtu BTR} \times L \text{ segmen} \\ &= 6,3876 + 0,6202 \times 2,575 \\ &= 4,7907 \text{ ton.m} \end{aligned}$$

##### **Akibat BGT**

$$\begin{aligned} \text{Mt BGT} &= 0,5 \times q_{\text{BTR}} \times \left(\frac{S}{2}\right)^2 \\ &= 0,5 \times 4,9 \times \left(\frac{1,75}{2}\right)^2 \\ &= 1,8758 \text{ ton.m/m} \end{aligned}$$

$$\text{Mtu BGT} = \text{Mt BTR} \times 1,8 \times \text{faktor kejut}$$



$$= 1,8758 \times 1,8 \times 1,4$$

$$= 4,7270 \text{ tm}$$

$$\text{Tu BGT A} = \frac{L - \text{Lsegmen}}{2} \times \text{Mu}$$

$$= \frac{20,6 - 2,575}{2} \times 4,7270$$

$$= 4,1316 \text{ ton. m}$$

$$\text{Tu BGT B} = \frac{\text{Lsegmen}}{L} \times \text{Mu}$$

$$= \frac{2,575}{20,6} \times 4,7270$$

$$= 0,5909 \text{ ton. m}$$

$$\text{Tu LL} = \frac{\text{Lsegmen}}{L} \times \text{Mu}$$

$$= \frac{2,575}{20,6} \times 4,7270$$

$$= 4,1361 \text{ ton. m}$$

$$\text{TU total 1} = \text{Tu LL} + \text{bid Tu BTR}$$

$$= 4,1361 + 4,7907$$

$$= 8,9268 \text{ ton. m}$$

### **Akibat Beban Aspal**

$$\text{Mt Aspal} = 0,5 \times \text{qaspal} \times \left(\frac{S}{2}\right)^2$$

$$= 0,5 \times 0,462 \times \left(\frac{1,75}{2}\right)^2$$

$$= 0,1769 \text{ ton. m/m}$$

$$\text{Mtu Aspal} = \text{Mt aspal} \times 1,3$$

$$= 0,1769 \times 1,3$$

$$= 0,2299 \text{ tm}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Tu Aspal} &= \text{Mtu aspal} \times \frac{L}{2} \\
 &= 0,6202 \times \frac{20,6}{2} \\
 &= 2,3681 \text{ ton.m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Bid Tu Aspal} &= \text{Tu aspal} - \text{Mtu aspal} \times \text{L. segmen} \\
 &= 2,368 + 0,2299 \times 2,575 \\
 &= 1,7761 \text{ ton.m}
 \end{aligned}$$

### **Akibat Beban Plat Lantai**

Mt Plat lantai

$$\begin{aligned}
 &= 0,5 \times (\text{ts} \times \text{Bv beton} \times (\frac{s}{2} - \frac{\text{Bw}}{2000}) \times (\frac{s}{2})^2 \\
 &= 0,5 \times 0,25 \times 2,5 \times (\frac{1,75}{2} - \frac{700}{2000}) \times (\frac{1,75}{2})^2 \\
 &= 1,256 \text{ ton.m/m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Mtu Plat lantai} &= \text{Mt Aspal} \times 1,3 \\
 &= 1,256 \times 1,8 \\
 &= 0,1633 \text{ tm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Tu Plat} &= \text{Mtu} \times \frac{L}{2} \\
 &= 0,1633 \times \frac{20,6}{2} \\
 &= 1,6819 \text{ ton.m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Bid Tu Plat} &= \text{Tu Plat} - \text{Mtu Plat} \times \text{L. segmen} \\
 &= 1,6819 - 0,1633 \times 2,575 \\
 &= 1,2614 \text{ ton.m}
 \end{aligned}$$

$$\text{TU total 2} = \text{Bid Tu Aspal} + \text{Bid Tu Plat}$$

$$\begin{aligned}
 &= 1,7761 + 1,2614 \\
 &= 3,0376 \text{ ton.m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{TU kiri total} &= \text{Tu total 1} + \text{Tu total 2} \\
 &= 8,9268 + 3,0376 \\
 &= 11,9644 \text{ ton.m}
 \end{aligned}$$

Torsi Ruas kiri lebih besar maka  $\Delta \text{ Tu total} = 11,9644$

## 2. Perhitungan tulangan torsi

$$F_c' = 25 \text{ Mpa}$$

$$F_y = 280 \text{ Mpa}$$

$$\phi = 0,7$$

$$h = 1600 \text{ mm}$$

$$b = 700 \text{ mm}$$

$$d' = 50 \text{ mm}$$

$$d = 1550 \text{ mm}$$

Keterangan :

Acp = Luas penampang solid

Aoh = Luas penampang yang dibatasi tul. Torsi

Pcp = Keliling luar penampang

Ph = Keliling yang dibatasi tul. Sengkang

$$\begin{aligned}
 T_n &= \frac{T_u}{\phi} \\
 &= \frac{11,9644}{0,7} \\
 &= 17,0919
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_{cp} &= b \times h \\
 &= 700 \times 1600 \\
 &= 1120000 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 P_{cp} &= 2 \times (b + h) \\
 &= 2 \times (700 + 1600) \\
 &= 4600 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_{oh} &= (h - 2 \times d') \times (b - 2 \times d') \\
 &= (1600 - 2 \times 50) \times (700 - 2 \times 50) \\
 &= 900000 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 P_h &= 2 \times (h - 2 \times d') + (b - 2 \times d') \\
 &= 2 \times (1600 - 2 \times 50) + (700 - 2 \times 50) \\
 &= 3600 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_o &= 0,85 \times A_{oh} \\
 &= 0,85 \times 900000 \\
 &= 765000 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 T_u \text{ max} &= 0,6 \times \frac{\sqrt{f_c'} \times (b_w \times h)^2}{3 \times (2 \times b_w + h) \times 10000000} \\
 &= 0,6 \times \frac{\sqrt{25} \times (700 \times 1600)^2}{3 \times (2 \times 700 + 1600) \times 10000000} \\
 &= 27,2696 \text{ ton. m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 T_u \text{ min} &= 0,6 \times \frac{\sqrt{f_c'} \times (b_w \times h)^2}{12 \times (2 \times b_w + h) \times 10000000} \\
 &= 0,6 \times \frac{\sqrt{25} \times (700 \times 1600)^2}{12 \times (2 \times 700 + 1600) \times 10000000} \\
 &= 6,8174 \text{ ton. m}
 \end{aligned}$$

Kontrol  $T_u$  :

$$T_u \text{ min} < T_u < T_u \text{ max}$$

$$6,8172 < 11,9644 < 27,2696 \quad \text{Ok}$$

Pada hasil diatas, torsi yang terjadi lebih dari torsi minimum, maka diperlukan perhitungan lanjutan.

Kontrol Penampang :

$$\sqrt{\frac{Vu \times 10000}{bw \times d}} + 2 \left( \frac{ph \times Tu \times 10000000}{(1,7 \times (Aoh)^2)^2} \right) <$$

$$0,6 \times \left( \frac{Vc \times 10000}{bw-d} + 2 \frac{\sqrt{fc}}{3} \right)$$

$$0,829 < 2,3564 \quad \text{CUKUP}$$

$$Tu = 8,33943$$

$$\frac{Av}{s} = \frac{Vsperlu \times 10000}{bw \times d}$$

$$\frac{Avt}{s} = 0,5484$$

$$2 \frac{At}{s} = \frac{2 \times Tu \times 10000000}{2 \times bw \times Aoh}$$

$$2 \frac{Avt}{s} = 0,6982$$

$$Avt /s = 0,69982 + 0,5484$$

$$= 1,2466$$

Dipasang sengkang D12 -200

$$AI = \frac{\frac{2Ast}{s}}{2} \times ph \times \frac{fy}{fy}$$

$$= 1256.7602 \text{ mm}^2$$

$$AI/4 = 398,2313 \text{ mm}^2 \text{ diambil dari pembagian terbesar}$$

$$T = As \times fy$$

$$= 127434,01 \text{ N}$$

$$a = \frac{T}{0,85 \times fc' \times bw}$$

$$= 8,567 \text{ mm}$$

$$\text{Mu torsi} = 0,8 \times T (d - a)/2 \times 10000000$$

342

$$= 15,7581 \text{ ton.m}$$

$$\text{Mu total} = 254,6613 \text{ ton.m}$$

Direncanakan tulangan torsi lentur bawah dengan diameter 10 D 32

$$\begin{aligned} \text{Setelah ditambah akibat torsi} &= \frac{1}{4} \times \pi \times d^2 \times n \\ &= 8042,4772 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} T &= \frac{A_s}{f_y} \\ &= \frac{8042,4772}{320} \\ &= 2573592,7 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} a &= \frac{T}{0,85 \times f_c' \times b_w} \\ &= 173,0146 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Mu torsi} &= 0,8 \times T \times (d - a) / 2 \times 1000000 \\ &= 301,315 \text{ ton.m} \end{aligned}$$

Mu terpasang > Mu perlu  
301,3147 > 254,6613 OK

Direncanakan tulangan torsi lentur samping dengan diameter 2 D 25

$$\begin{aligned} \text{Setelah ditambah akibat torsi} &= \frac{1}{4} \times \pi \times d^2 \times n \\ &= 981,7477 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} T &= \frac{A_s}{f_y} \\ &= \frac{981,747}{320} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 &= 314159,265 \text{ N} \\
 a &= \frac{T}{0,85 \times f_c' \times b w} \\
 &= 21,200 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Mu torsi} &= 0,8 \times T (d - a)/2 \quad 10000000 \\
 &= 38,6903 \text{ ton.m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Mu terpasang} &> \text{Mu perlu} \\
 38,6903 &> 15,7581 \quad \text{OK}
 \end{aligned}$$

Direncanakan tulangan torsi lentur atas dengan diameter 4 D 25

$$\begin{aligned}
 \text{Setelah ditambah akibat torsi} &= \frac{1}{4} \times \pi \times d^2 \times n \\
 &= 1963,49 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 T &= \frac{A_s}{f_y} \\
 &= \frac{1963,49}{320} \\
 &= 628318,531 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 a &= \frac{T}{0,85 \times f_c' \times b w} \\
 &= 42,2399 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Mu torsi} &= 0,8 \times T (d - a)/2 \quad 10000000 \\
 &= 76,8499 \text{ ton.m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Mu terpasang} &> \text{Mu perlu} \\
 76,8499 &> 15,7581 \quad \text{OK}
 \end{aligned}$$

### 3. Segmen 5,15

## 1. Perhitungan momen

**Akibat BTR**

$$Mt \text{ BTR} = 0,5 \times qBTR \times \left(\frac{S}{2}\right)^2$$

$$= 0,5 \times 0,9 \times \left(\frac{1,75}{2}\right)^2$$

$$= 0,3445 \text{ ton.m/m}$$

$$Mtu \text{ BTR} = Mt \text{ BTR} \times 1,8$$

$$= 0,3445 \times 1,8$$

$$= 0,6202 \text{ tm}$$

$$Tu \text{ BTR} = Mtu \text{ BTR} \times \frac{L}{2}$$

$$= 0,6202 \times \frac{20,6}{2}$$

$$= 6,3876 \text{ ton.m}$$

$$Bid \text{ Tu BTR} = Tu \text{ BTR} - Mtu \text{ BTR} \times L \text{ segmen}$$

$$= 6,3876 - 0,6202 \times 5,15$$

$$= 3,1938 \text{ ton.m}$$

**Akibat BGT**

$$Mt \text{ BGT} = 0,5 \times qBTR \times \left(\frac{S}{2}\right)^2$$

$$= 0,5 \times 4,9 \times \left(\frac{1,75}{2}\right)^2$$

$$= 1,8758 \text{ ton.m/m}$$

$$Mtu \text{ BGT} = Mt \text{ BTR} \times 1,8 \times \text{faktor kejut}$$

$$= 1,8758 \times 1,8 \times 1,4$$

$$= 4,7270 \text{ tm}$$

$$Tu \text{ BGT A} = \frac{L - L_{\text{segmen}}}{2} \times Mu$$

$$= \frac{20,6 - 5,15}{2} \times 4,7270$$

$$= 3,5452 \text{ ton.m}$$



$$\begin{aligned}
 \text{Tu BGT B} &= \frac{L_{\text{segmen}}}{L} \times \text{Mu} \\
 &= \frac{5,15}{20,6} \times 4,7270 \\
 &= 1,1817 \text{ ton. m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Tu LL} &= \frac{L_{\text{segmen}}}{L} \times \text{Mu} \\
 &= \frac{5,15}{20,6} \times 4,7270 \\
 &= 3,5452 \text{ ton. m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Tu total1} &= \text{Tu LL} + \text{bid Tu BTR} \\
 &= 3,5452 + 3,1938 \\
 &= 6,739 \text{ ton. m}
 \end{aligned}$$

### **Akibat Beban Aspal**

$$\begin{aligned}
 \text{Mt Aspal} &= 0,5 \times q_{\text{aspal}} \times \left(\frac{S}{2}\right)^2 \\
 &= 0,5 \times 0,462 \times \left(\frac{1,75}{2}\right)^2 \\
 &= 0,1769 \text{ ton. m/m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Mtu Aspal} &= \text{Mt aspal} \times 1,3 \\
 &= 0,1769 \times 1,3 \\
 &= 0,2299 \text{ tm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Tu Aspal} &= \text{Mtu aspal} \times \frac{L}{2} \\
 &= 0,2299 \times \frac{20,6}{2} \\
 &= 2,3681 \text{ ton. m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Bid Tu Aspal} &= \text{Tu aspal} - \text{Mtu aspal} \times L. \text{ segmen} \\
 &= 2,368 + 0,2299 \times 5,15
 \end{aligned}$$

$$= 1,1841 \text{ ton. m}$$

### **Akibat Beban Plat Lantai**

Mt Plat lantai

$$\begin{aligned} &= 0,5 \times (ts \times Bv \text{ beton} \times (\frac{s}{2} - \frac{Bw}{2000}) \times (\frac{S}{2})^2 \\ &= 0,5 \times 0,25 \times 2,5 \times (\frac{1,75}{2} - \frac{700}{2000}) \times (\frac{1,75}{2})^2 \\ &= 1,256 \text{ ton. m/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Mtu Plat lantai} &= \text{Mt Aspal} \times 1,3 \\ &= 1,256 \times 1,8 \\ &= 0,1633 \text{ tm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Tu Plat} &= \text{Mtu} \times \frac{L}{2} \\ &= 0,1633 \times \frac{20,6}{2} \\ &= 1,6819 \text{ ton. m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Bid Tu Plat} &= \text{Tu Plat} - \text{Mtu Plat} \times L \text{ segmen} \\ &= 1,6819 - 0,1633 \times 5,15 \\ &= 0,8410 \text{ ton. m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{TU total 2} &= \text{Bid Tu Aspal} + \text{Bid Tu Plat} \\ &= 1,1841 + 0,8410 \\ &= 2,0250 \text{ ton. m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{TU kiri total} &= \text{Tu total 1} + \text{Tu total 2} \\ &= 6,739 + 2,0250 \\ &= 8,7641 \text{ ton. m} \end{aligned}$$

Torsi Ruas kiri lebih besar maka  
 $\Delta \text{ Tu total} = 8,7641$

## 2. Perhitungan tulangan torsi

$$F_c' = 25 \text{ Mpa}$$

$$F_y = 280 \text{ Mpa}$$

$$\phi = 0,7$$

$$h = 1600 \text{ mm}$$

$$b = 700 \text{ mm}$$

$$d' = 50 \text{ mm}$$

$$d = 1550 \text{ mm}$$

Keterangan :

$A_{cp}$  = Luas penampang solid

$A_{oh}$  = Luas penampang yang dibatasi tul. Torsi

$P_{cp}$  = Keliling luar penampang

$P_h$  = Keliling yang dibatasi tul. Sengkang

$$\begin{aligned} T_n &= \frac{T_u}{\phi} \\ &= \frac{8,7641}{0,7} \\ &= 12,5201 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{cp} &= b \times h \\ &= 700 \times 1600 \\ &= 1120000 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_{cp} &= 2 \times (b + h) \\ &= 2 \times (700 + 1600) \\ &= 4600 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{oh} &= (h - 2 \times d') \times (b - 2 \times d') \\ &= (1600 - 2 \times 50) \times (700 - 2 \times 50) \\ &= 900000 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Ph &= 2 \times (h - 2 \times d') + (b - 2 \times d') \\
 &= 2 \times (1600 - 2 \times 50) + (600 - 2 \times 50) \\
 &= 3600 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_o &= 0,85 \times A_{oh} \\
 &= 0,85 \times 9000000 \\
 &= 765000 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Tu_{\max} &= 0,6 \times \frac{\sqrt{f_c'} \times (b_w \times h)^2}{3 \times (2 \times b_w + h) \times 10000000} \\
 &= 0,6 \times \frac{\sqrt{25} \times (700 \times 1600)^2}{3 \times (2 \times 700 + 1600) \times 10000000} \\
 &= 27,2696 \text{ ton. m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Tu_{\min} &= 0,6 \times \frac{\sqrt{f_c'} \times (b_w \times h)^2}{12 \times (2 \times b_w + h) \times 10000000} \\
 &= 0,6 \times \frac{\sqrt{25} \times (700 \times 1600)^2}{12 \times (2 \times 700 + 1600) \times 10000000} \\
 &= 6,8174 \text{ ton. m}
 \end{aligned}$$

Kontrol  $Tu$  :

$$Tu_{\min} < Tu < Tu_{\max}$$

$$6,8172 > 8,7641 < 27,2696 \quad \text{No}$$

Pada hasil diatas, torsi yang terjadi kurang dari torsi minimum, maka tidak diperlukan perhitungan lanjutan, tetapi dalam pembuatan tugas akhir ini kami memperhitungkan.

Kontrol Penampang :

$$\sqrt{\frac{V_u \times 10000}{b_w \times d} + 2 \left( \frac{ph \times Tu \times 10000000}{(1,7 \times (A_{oh})^2)^2} \right)} < 0,6 \times \left( \frac{V_c \times 10000}{b_w - d} + 2 \frac{\sqrt{f_c}}{3} \right)$$

$$0,6837 < 2,3564 \quad \text{CUKUP}$$

$$T_u = 12,5201$$

$$\frac{Av}{s} = \frac{V_{sperlu} \times 10000}{bw \times d}$$

$$\frac{Avt}{s} = 0,2236$$

$$2 \frac{At}{s} = \frac{2 \times T_u \times 10000000}{2 \times bw \times Aoh}$$

$$2 \frac{Avt}{s} = 0,5114$$

$$Avt /s = 0,2236 + 0,5114$$

$$= 0,7351$$

Dipasang sengkang D12 -300

$$AI = \frac{\frac{2Ast}{s}}{2} \times ph \times \frac{fy}{fy}$$

$$= 920,5952 \text{ mm}^2$$

$$AI/4 = 398,2313 \text{ mm}^2 \text{ diambil dari hasil terbesar}$$

$$T = As \times fy$$

$$= 127434,01 \text{ N}$$

$$a = \frac{T}{0,85 \times f_c' \times bw}$$

$$= 8,567 \text{ mm}$$

$$\text{Mu torsi} = 0,8 \times T (d - a)/2) \times 10000000$$

$$= 259,522 \text{ ton.m}$$

$$\text{Mu total} = 425.852 \text{ ton.m}$$

Direncanakan tulangan torsi lentur bawah dengan diameter  
15 D 32

350

$$\begin{aligned}\text{Setelah ditambah akibat torsi} &= \frac{1}{4} \times \pi \times d^2 \times n \\ &= 12063,7158 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}T &= \frac{A_s}{f_y} \\ &= \frac{12063,7158}{320} \\ &= 3860389,1 \text{ N}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}a &= \frac{T}{0,85 \times f_c' \times b_w} \\ &= 259,5220 \text{ mm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Mu torsi} &= 0,8 \times T (d - a)/2) \times 10000000 \\ &= 438,6140 \text{ ton.m}\end{aligned}$$

Mu terpasang > Mu perlu

438,6140 > 425,852 OK

Direncanakan tulangan torsi lentur samping dengan diameter 2 D 25

$$\begin{aligned}\text{Setelah ditambah akibat torsi} &= \frac{1}{4} \times \pi \times d^2 \times n \\ &= 981,7477 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}T &= \frac{A_s}{f_y} \\ &= \frac{981,747}{320} \\ &= 314159,265 \text{ N}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}a &= \frac{T}{0,85 \times f_c' \times b_w} \\ &= 21,200 \text{ mm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Mu torsi} &= 0,8 \times T (d - a)/2) \times 10000000 \\ &= 38,6903 \text{ ton.m}\end{aligned}$$

Mu terpasang > Mu perlu

$$38,6903 > 15,7581 \quad \text{OK}$$

Direncanakan tulangan torsi lentur atas dengan diameter 4 D 25

$$\begin{aligned} \text{Setelah ditambah akibat torsi} &= \frac{1}{4} \times \pi \times d^2 \times n \\ &= 1963,49 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} T &= \frac{A_s}{f_y} \\ &= \frac{1963,49}{320} \\ &= 628318,531 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} a &= \frac{T}{0,85 \times f_c' \times b \times w} \\ &= 42,2399 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Mu torsi} &= 0,8 \times T \times (d - a)/2 \times 10000000 \\ &= 76,8499 \text{ ton.m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Mu terpasang} &> \text{Mu perlu} \\ 76,8499 &> 15,7581 \quad \text{OK} \end{aligned}$$

#### **4. Segmen 7,25**

##### **1. Perhitungan momen**

##### **Akibat BTR**

$$\begin{aligned} \text{Mt BTR} &= 0,5 \times q_{\text{BTR}} \times \left(\frac{S}{2}\right)^2 \\ &= 0,5 \times 0,9 \times \left(\frac{1,75}{2}\right)^2 \\ &= 0,3445 \text{ ton.m/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Mtu BTR} &= \text{Mt BTR} \times 1,8 \\ &= 0,3445 \times 1,8 \\ &= 0,6202 \text{ tm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Tu \text{ BTR} &= Mtu \text{ BTR} \times \frac{L}{2} \\
 &= 0,6202 \times \frac{20,6}{2} \\
 &= 6,3876 \text{ ton.m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Bid \text{ Tu BTR} &= Tu \text{ BTR} - Mtu \text{ BTR} \times L. \text{ segmen} \\
 &= 6,3876 + 0,6202 \times 7,25 \\
 &= 1,5969 \text{ ton.m}
 \end{aligned}$$

### **Akibat BGT**

$$\begin{aligned}
 Mt \text{ BGT} &= 0,5 \times qBTR \times \left(\frac{S}{2}\right)^2 \\
 &= 0,5 \times 4,9 \times \left(\frac{1,75}{2}\right)^2 \\
 &= 1,8758 \text{ ton.m/m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Mtu \text{ BGT} &= Mt \text{ BTR} \times 1,8 \times \text{faktor kejut} \\
 &= 1,8758 \times 1,8 \times 1,4 \\
 &= 4,7270 \text{ tm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Tu \text{ BGT A} &= \frac{L - L\text{segmen}}{2} \times Mu \\
 &= \frac{20,6 - 7,25}{2} \times 4,7270 \\
 &= 2,9544 \text{ ton.m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Tu \text{ BGT B} &= \frac{L\text{segmen}}{L} \times Mu \\
 &= \frac{7,25}{20,6} \times 4,7270 \\
 &= 1,7726 \text{ ton.m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Tu \text{ LL} &= \frac{L\text{segmen}}{L} \times Mu \\
 &= \frac{7,25}{20,6} \times 4,7270
 \end{aligned}$$



$$= 2,9544 \text{ ton. m}$$

$$\begin{aligned} \text{TU total 1} &= \text{Tu LL} + \text{bid Tu BTR} \\ &= 2,9544 + 1,5969 \\ &= 4,5513 \text{ ton. m} \end{aligned}$$

### **Akibat Beban Aspal**

$$\begin{aligned} \text{Mt Aspal} &= 0,5 \times q_{\text{aspal}} \times \left(\frac{S}{2}\right)^2 \\ &= 0,5 \times 0,462 \times \left(\frac{1,75}{2}\right)^2 \\ &= 0,1769 \text{ ton. m/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Mtu Aspal} &= \text{Mt aspal} \times 1,3 \\ &= 0,1769 \times 1,3 \\ &= 0,2299 \text{ tm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Tu Aspal} &= \text{Mtu aspal} \times \frac{L}{2} \\ &= 0,2299 \times \frac{20,6}{2} \\ &= 2,3681 \text{ ton. m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Bid Tu Aspal} &= \text{Tu aspal} - \text{Mtu aspal} \times L. \text{ segmen} \\ &= 2,368 + 0,2299 \times 7,25 \\ &= 0,5920 \text{ ton. m} \end{aligned}$$

### **Akibat Beban Plat Lantai**

$$\begin{aligned} \text{Mt Plat lantai} &= 0,5 \times (t_s \times B_v \text{ beton} \times \left(\frac{S}{2} - \frac{B_w}{2000}\right) \times \left(\frac{S}{2}\right)^2 \\ &= 0,5 \times 0,25 \times 2,5 \times \left(\frac{1,75}{2} - \frac{700}{2000}\right) \times \left(\frac{1,75}{2}\right)^2 \end{aligned}$$

$$= 1,256 \text{ ton. m/m}$$

$$\begin{aligned} \text{Mtu Plat lantai} &= \text{Mt Aspal} \times 1,3 \\ &= 1,256 \times 1,8 \\ &= 0,1633 \text{ tm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Tu Plat} &= \text{Mtu} \times \frac{L}{2} \\ &= 0,1633 \times \frac{20,6}{2} \\ &= 1,6819 \text{ ton. m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Bid Tu Plat} &= \text{Tu Plat} - \text{Mtu Plat} \times L \text{ segmen} \\ &= 1,6819 - 0,1633 \times 7,25 \\ &= 0,4205 \text{ ton. m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{TU total 2} &= \text{Bid Tu Aspal} + \text{Bid Tu Plat} \\ &= 0,5920 + 0,4205 \\ &= 1,0125 \text{ ton. m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{TU kiri total} &= \text{Tu total 1} + \text{Tu total 2} \\ &= 4,5513 + 1,0125 \\ &= 5,5638 \text{ ton. m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Torsi Ruas kiri lebih besar maka} \\ \Delta \text{ Tu total} &= 5,5638 \end{aligned}$$

## 2. Perhitungan tulangan torsi

$$F_c' = 25 \text{ Mpa}$$

$$F_y = 280 \text{ Mpa}$$

$$\phi = 0,7$$

$$h = 1600 \text{ mm}$$

$$b = 700 \text{ mm}$$

$$d' = 50 \text{ mm}$$

$$d = 1550 \text{ mm}$$

Keterangan :

Acp = Luas penampang solid

Aoh = Luas penampang yang dibatasi tul. Torsi

Pcp = Keliling luar penampang

Ph = Keliling yang dibatasi tul. Sengkang

$$\begin{aligned} T_n &= \frac{T_u}{\phi} \\ &= \frac{5,5638}{0,7} \\ &= 7,9483 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{cp} &= b \times h \\ &= 700 \times 1600 \\ &= 1120000 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_{cp} &= 2 \times (b + h) \\ &= 2 \times (700 + 1600) \\ &= 4600 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{oh} &= (h - 2 \times d') \times (b - 2 \times d') \\ &= (1600 - 2 \times 50) \times (700 - 2 \times 50) \\ &= 900000 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_h &= 2 \times (h - 2 \times d') + (b - 2 \times d') \\ &= 2 \times (1600 - 2 \times 50) + (700 - 2 \times 50) \\ &= 3600 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_o &= 0,85 \times A_{oh} \\ &= 0,85 \times 900000 \\ &= 765000 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Tu_{\max} &= 0,6 \times \frac{\sqrt{f_c'} \times (bw \times h)^2}{3 \times (2 \times bw + h) \times 10000000} \\
 &= 0,6 \times \frac{\sqrt{25} \times (700 \times 1600)^2}{3 \times (2 \times 700 + 1600) \times 10000000} \\
 &= 27,2696 \text{ ton. m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Tu_{\min} &= 0,6 \times \frac{\sqrt{f_c'} \times (bw \times h)^2}{12 \times (2 \times bw + h) \times 10000000} \\
 &= 0,6 \times \frac{\sqrt{25} \times (700 \times 1600)^2}{12 \times (2 \times 700 + 1600) \times 10000000} \\
 &= 6,8174 \text{ ton. m}
 \end{aligned}$$

Kontrol  $Tu$  :

$$Tu_{\min} < Tu < Tu_{\max}$$

$$6,8172 > 5,5638 < 27,2696 \quad \text{No}$$

Pada hasil diatas, torsi yang terjadi kurang dari torsi minimum, maka tidak diperlukan perhitungan lanjutan, tetapi dalam pembuatan tugas akhir ini kami memperhitungkan.

Kontrol Penampang :

$$\sqrt{\frac{Vu \times 10000}{bw \times d} + 2 \left( \frac{ph \times Tu \times 10000000}{(1,7 \times (Aoh)^2)^2} \right)} < 0,6 \times \left( \frac{Vc \times 10000}{bw - d} + 2 \frac{\sqrt{f_c}}{3} \right)$$

$$0,5323 < 2,3564 \quad \text{CUKUP}$$

$$Tu = 7,9483$$

$$\frac{Av}{s} = \frac{Vsperlu \times 10000}{bw \times d}$$

$$\frac{Avt}{s} = 0,1137$$

$$2 \frac{At}{s} = \frac{2 \times Tu \times 10000000}{2 \times bw \times Aoh}$$

$$2 \frac{Avt}{s} = 0,3247$$

$$\begin{aligned} Avt / s &= 0,1137 + 0,3247 \\ &= 0,4384 \\ &\text{Dipasang sengkang D12 -300} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} AI &= \frac{\frac{2Ast}{s}}{2} \times ph \times \frac{fy}{fy} \\ &= 584,4302 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$AI/4 = 398,2313 \text{ mm}^2 \text{ diambil dari hasil terbesar}$$

$$\begin{aligned} T &= As \times fy \\ &= 127434,01 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} a &= \frac{T}{0,85 \times fc' \times bw} \\ &= 8,567 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Mu torsi} &= 0,8 \times T (d - a)/2) \times 10000000 \\ &= 15,7581 \text{ ton.m} \end{aligned}$$

$$\text{Mu total} = 529,5164 \text{ ton.m}$$

Direncanakan tulangan torsi lentur bawah dengan diameter 19 D 32

$$\begin{aligned} \text{Setelah ditambah akibat torsi} &= \frac{1}{4} \times \pi \times d^2 \times n \\ &= 15280,7067 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} T &= \frac{As}{fy} \\ &= \frac{15280,7067}{320} \\ &= 4889826,1 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 a &= \frac{T}{0,85 \times f_c' \times bw} \\
 &= 328,7278 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Mu torsi} &= 0,8 \times T (d - a)/2) 10000000 \\
 &= 542,0416 \text{ ton.m}
 \end{aligned}$$

Mu terpasang > Mu perlu  
 542,0416 > 529,5164 OK

Direncanakan tulangan torsi lentur samping dengan diameter 2 D 25

$$\begin{aligned}
 \text{Setelah ditambah akibat torsi} &= \frac{1}{4} \times \pi \times d^2 \times n \\
 &= 981,7477 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 T &= \frac{A_s}{f_y} \\
 &= \frac{981,747}{320} \\
 &= 314159,265 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 a &= \frac{T}{0,85 \times f_c' \times bw} \\
 &= 21,200 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Mu torsi} &= 0,8 \times T (d - a)/2) 10000000 \\
 &= 38,6903 \text{ ton.m}
 \end{aligned}$$

Mu terpasang > Mu perlu  
 38,6903 > 15,7581 OK

Direncanakan tulangan torsi lentur atas dengan diameter 4 D 25

$$\begin{aligned}
 \text{Setelah ditambah akibat torsi} &= \frac{1}{4} \times \pi \times d^2 \times n \\
 &= 1963,49 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 T &= \frac{A_s}{f_y} \\
 &= \frac{1963,49}{320} \\
 &= 628318,531 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 a &= \frac{T}{0,85 \times f'c' \times bw} \\
 &= 42,2399 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Mu torsi} &= 0,8 \times T \times (d - a)/2 \times 10000000 \\
 &= 76,8499 \text{ ton.m}
 \end{aligned}$$

Mu terpasang > Mu perlu  
 76,8499 > 15,7581 OK

### 5. Segmen 10,3

#### 1. Perhitungan momen

##### **Akibat BTR**

$$\begin{aligned}
 \text{Mt BTR} &= 0,5 \times q_{\text{BTR}} \times \left(\frac{S}{2}\right)^2 \\
 &= 0,5 \times 0,9 \times \left(\frac{1,75}{2}\right)^2 \\
 &= 0,3445 \text{ ton.m/m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Mtu BTR} &= \text{Mt BTR} \times 1,8 \\
 &= 0,3445 \times 1,8 \\
 &= 0,6202 \text{ tm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Tu BTR} &= \text{Mtu BTR} \times \frac{L}{2} \\
 &= 0,6202 \times \frac{20,6}{2} \\
 &= 6,3876 \text{ ton.m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Bid Tu BTR} &= \text{Tu BTR} - \text{Mtu BTR} \times L \text{ segmen} \\
 &= 6,3876 + 0,6202 \times 10,3 \\
 &= 0,00 \text{ ton.m}
 \end{aligned}$$

**Akibat BGT**

$$\begin{aligned}
 \text{Mt BGT} &= 0,5 \times q_{\text{BTR}} \times \left(\frac{S}{2}\right)^2 \\
 &= 0,5 \times 4,9 \times \left(\frac{1,75}{2}\right)^2 \\
 &= 1,8758 \text{ ton. m/m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Mtu BGT} &= \text{Mt BTR} \times 1,8 \times \text{faktor kejut} \\
 &= 1,8758 \times 1,8 \times 1,4 \\
 &= 4,7270 \text{ tm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Tu BGT A} &= \frac{L - L_{\text{segmen}}}{2} \times M_u \\
 &= \frac{20,6 - 10,3}{2} \times 4,7270 \\
 &= 2,3635 \text{ ton. m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Tu BGT B} &= \frac{L_{\text{segmen}}}{L} \times M_u \\
 &= \frac{10,3}{20,6} \times 4,7270 \\
 &= 2,3635 \text{ ton. m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Tu LL} &= \frac{L_{\text{segmen}}}{L} \times M_u \\
 &= \frac{10,3}{20,6} \times 4,7270 \\
 &= 2,3635 \text{ ton. m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{TU total 1} &= \text{Tu LL} + \text{bid Tu BTR} \\
 &= 2,3635 + 0,00 \\
 &= 2,3635 \text{ ton. m}
 \end{aligned}$$

**Akibat Beban Aspal**



$$\begin{aligned}
 \text{Mt Aspal} &= 0,5 \times q_{\text{aspal}} \times \left(\frac{S}{2}\right)^2 \\
 &= 0,5 \times 0,462 \times \left(\frac{1,75}{2}\right)^2 \\
 &= 0,1769 \text{ ton. m/m} \\
 \text{Mtu Aspal} &= \text{Mt aspal} \times 1,3 \\
 &= 0,1769 \times 1,3 \\
 &= 0,2299 \text{ tm} \\
 \text{TU Aspal} &= \text{Mtu aspal} \times \frac{L}{2} \\
 &= 0,2299 \times \frac{20,6}{2} \\
 &= 2,3681 \text{ ton. m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Bid TU Aspal} &= \text{TU aspal} - \text{Mtu aspal} \times L \text{ segmen} \\
 &= 2,368 + 0,2299 \times 10,3 \\
 &= 0,00 \text{ ton. m}
 \end{aligned}$$

### **Akibat Beban Plat Lantai**

Mt Plat lantai

$$\begin{aligned}
 &= 0,5 \times (t_s \times B_v \text{ beton} \times \left(\frac{S}{2} - \frac{B_w}{2000}\right) \times \left(\frac{S}{2}\right)^2 \\
 &= 0,5 \times 0,25 \times 2,5 \times \left(\frac{1,75}{2} - \frac{700}{2000}\right) \times \left(\frac{1,75}{2}\right)^2 \\
 &= 1,256 \text{ ton. m/m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Mtu Plat lantai} &= \text{Mt Aspal} \times 1,3 \\
 &= 1,256 \times 1,3 \\
 &= 0,1633 \text{ tm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{TU Plat} &= \text{Mtu} \times \frac{L}{2} \\
 &= 0,1633 \times \frac{20,6}{2} \\
 &= 1,6819 \text{ ton. m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Bid Tu Plat} &= \text{Tu Plat} - \text{Mtu Plat} \times \text{L. segmen} \\
 &= 1,6819 - 0,1633 \times 10,3 \\
 &= 0,00 \text{ ton.m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{TU total 2} &= \text{Bid Tu Aspal} + \text{Bid Tu Plat} \\
 &= 0,00 + 0,00 \\
 &= 0,00 \text{ ton.m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{TU kiri total} &= \text{Tu total 1} + \text{Tu total 2} \\
 &= 2,3635 + 0,00 \\
 &= 2,3635 \text{ ton.m}
 \end{aligned}$$

Torsi Ruas kiri lebih besar maka  
 $\Delta \text{ Tu total} = 2,3635$

## 2. Perhitungan tulangan torsi

$$F_c' = 25 \text{ Mpa}$$

$$F_y = 280 \text{ Mpa}$$

$$\phi = 0,7$$

$$h = 1600 \text{ mm}$$

$$b = 700 \text{ mm}$$

$$d' = 50 \text{ mm}$$

$$d = 1550 \text{ mm}$$

Keterangan :

Acp = Luas penampang solid

Aoh = Luas penampang yang dibatasi tul. Torsi

Pcp = Keliling luar penampang

Ph = Keliling yang dibatasi tul. Senggang

$$\begin{aligned}
 T_n &= \frac{T_u}{\phi} \\
 &= \frac{2,3635}{0,7}
 \end{aligned}$$

$$= 3,3764$$

$$\begin{aligned} A_{cp} &= b \times h \\ &= 700 \times 1600 \\ &= 1120000 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_{cp} &= 2 \times (b + h) \\ &= 2 \times (700 + 1600) \\ &= 4600 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{oh} &= (h - 2 \times d') \times (b - 2 \times d') \\ &= (1600 - 2 \times 50) \times (700 - 2 \times 50) \\ &= 900000 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_h &= 2 \times (h - 2 \times d') + (b - 2 \times d') \\ &= 2 \times (1600 - 2 \times 50) + (700 - 2 \times 50) \\ &= 3600 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_o &= 0,85 \times A_{oh} \\ &= 0,85 \times 900000 \\ &= 765000 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} T_u \text{ max} &= 0,6 \times \frac{\sqrt{f_c'} \times (b_w \times h)^2}{3 \times (2 \times b_w + h) \times 10000000} \\ &= 0,6 \times \frac{\sqrt{25} \times (700 \times 1600)^2}{3 \times (2 \times 700 + 1600) \times 10000000} \\ &= 27,2696 \text{ ton.m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} T_u \text{ min} &= 0,6 \times \frac{\sqrt{f_c'} \times (b_w \times h)^2}{12 \times (2 \times b_w + h) \times 10000000} \\ &= 0,6 \times \frac{\sqrt{25} \times (700 \times 1600)^2}{12 \times (2 \times 700 + 1600) \times 10000000} \\ &= 6,8174 \text{ ton.m} \end{aligned}$$

Kontrol  $T_u$  :

$$T_u \text{ min} < T_u < T_u \text{ max}$$

$$6,8174 > 2,3635 < 27,2696 \quad \text{No}$$

Pada hasil diatas, torsi yang terjadi kurang dari torsi minimum, maka tidak diperlukan perhitungan lanjutan, tetapi dalam pembuatan tugas akhir ini kami memperhitungkan.

Kontrol Penampang :

$$\sqrt{\frac{V_u \times 10000}{b_w \times d} + 2 \left( \frac{p_h \times T_u \times 10000000}{(1,7 \times (A_{oh})^2)^2} \right)} < 0,6 \times \left( \frac{V_c \times 10000}{b_w - d} + 2 \frac{\sqrt{f_c}}{3} \right)$$

$$0,3808 < 2,3564 \quad \text{CUKUP}$$

$$T_u = 3,3764$$

$$\frac{A_v}{s} = \frac{V_{\text{perlu}} \times 10000}{b_w \times d}$$

$$\frac{A_{vt}}{s} = 0,4511$$

$$2 \frac{A_t}{s} = \frac{2 \times T_u \times 10000000}{2 \times b_w \times A_{oh}}$$

$$2 \frac{A_{vt}}{s} = 0,1379$$

$$A_{vt}/s = 0,4511 + 0,1379$$

$$= 0,5890$$

Dipasang sengkang D12 -300

$$A_I = \frac{\frac{2A_{st}}{s} \times p_h \times \frac{f_y}{f_y}}{2}$$

$$= 248,2652 \text{ mm}^2$$

$$A_I/4 = 398,2313 \text{ mm}^2$$

$$T = A_s \times f_y$$

$$= 127434,01 \text{ N}$$

$$\begin{aligned} a &= \frac{T}{0,85 \times f'c' \times bw} \\ &= 8,567 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Mu torsi} &= 0,8 \times T (d - a)/2) \times 10000000 \\ &= 15,7581 \text{ ton.m} \end{aligned}$$

$$\text{Mu total} = 565,6527 \text{ ton.m}$$

Direncanakan tulangan torsi lentur bawah dengan diameter 20 D 32

$$\begin{aligned} \text{Setelah ditambah akibat torsi} &= \frac{1}{4} \times \pi \times d^2 \times n \\ &= 16084,9544 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} T &= \frac{As}{fy} \\ &= \frac{16084,9544}{320} \\ &= 5147185,4 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} a &= \frac{T}{0,85 \times f'c' \times bw} \\ &= 346,0293 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Mu torsi} &= 0,8 \times T (d - a)/2) \times 10000000 \\ &= 567,0079 \text{ ton.m} \end{aligned}$$

Mu terpasang > Mu perlu

$$567,0079 > 565,6527 \text{ OK}$$

Direncanakan tulangan torsi lentur samping dengan diameter 2 D 25

$$\begin{aligned} \text{Setelah ditambah akibat torsi} &= \frac{1}{4} \times \pi \times d^2 \times n \\ &= 981,7477 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$T = \frac{As}{fy}$$

366

$$\begin{aligned} &= \frac{981,747}{320} \\ &= 314159,265 \text{ N} \\ a &= \frac{T}{0,85 \times f'c' \times bw} \\ &= 21,200 \text{ mm} \\ \text{Mu torsi} &= 0,8 \times T (d - a)/2) \times 10000000 \\ &= 38,6903 \text{ ton.m} \end{aligned}$$

Mu terpasang > Mu perlu

38,6903 > 15,7581 OK

Direncanakan tulangan torsi lentur atas dengan diameter 4 D  
25

$$\begin{aligned} \text{Setelah ditambah akibat torsi} &= \frac{1}{4} \times \pi \times d^2 \times n \\ &= 1963,49 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} T &= \frac{As}{fy} \\ &= \frac{1963,49}{320} \\ &= 628318,531 \text{ N} \end{aligned}$$

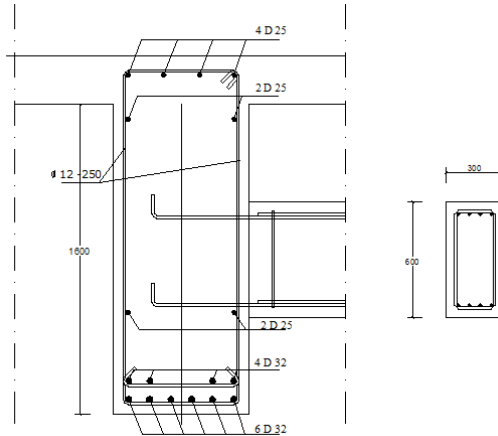
$$\begin{aligned} a &= \frac{T}{0,85 \times f'c' \times bw} \\ &= 42,2399 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Mu torsi} &= 0,8 \times T (d - a)/2) \times 10000000 \\ &= 76,8499 \text{ ton.m} \end{aligned}$$

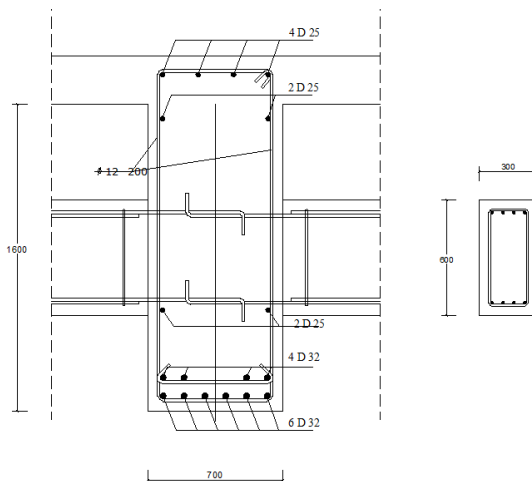
Mu terpasang > Mu perlu

76,8499 > 15,7581 OK

## 1. Penggambaran girder



*Gambar 4.17 bentang 20,6 tengah segmen 1*



Gambar 4.17 bentang 20,6 tengah segemen 1

## 4.2.7 Perencanaan Diafragma

## 4.2.7.1 Perencanaan diafragma bentang 14m

## A. Data Diafragma

Bentang jembatan	L	=14 m
Spasi girder	S	= 1,75 m
Panjang Diafragma	Pd	= 1,25 m
Tinggi Diafragma	hd	= 0,4 m
Lebar Diafragma	bd	= 0,2 m
Tinggi girder	h	= 1,1 m
Tebal Girder	b	= 0,5 m
Mutu baja tulangan D> 12 mm	fy	= 320 Mpa
Mutu baja tulangan D< 12 mm	fy	= 280 Mpa
Kuat tekan beton	fc'	=25 Mpa
Selimut Beton	d'	= 45 mm
Tebal efektif	d	= 355 mm

## B. Pembebanan Diafragma

## o Pembebanan akibat lendutan girder

Dari data diatas dapat dicari lendutan dari jembatan yang hasilnya  $\Delta$  (deformasi pada diafragma akibat lendutan dari girder). Perletakan diafragma dianggap jepit-jepit.

Deformasi diafragma,

$$\begin{aligned}\Delta &= \frac{L}{\frac{800}{14}} \\ &= \frac{800}{14} \\ &= 0,0175 \text{ m}\end{aligned}$$

Jadi akibat adanya deformasi sebesar  $\Delta$  diujung-ujung batang maka terjadi momen rotasi ( $\theta$ ).

$$\begin{aligned}\theta &= \frac{\Delta}{L} \\ &= \frac{0,0175}{14} \\ &= 0,00125 \text{ m}\end{aligned}$$



- Pembebanan akibat berat sendiri diafragma

$$\begin{aligned}
 qDL &= bd \times hd \times \gamma_{\text{beton}} \times pd \\
 &= 0,2 \times 0,4 \times 25 \text{ kN/m}^3 \times 1,25 \\
 &= 2,5 \text{ kN/m} \\
 quDL &= quDL \times 1,3 \\
 &= 2,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \times 1,3 \\
 &= 3,25 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

Sehingga didapat berat mati sendiri ultimate sebesar 3,25 kN/m.

### C. Perhitungan Momen

- Momen akibat berat sendiri diafragma

$$\begin{aligned}
 \text{Momen} &= \frac{1}{12} \times quDL \times pd^2 \\
 &= \frac{1}{12} \times 3,25 \times 1,25^2 \\
 &= 0,42312 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

- Momen akibat lendutan

Momen dihitung dari lendutan diatas,

$$\begin{aligned}
 M &= \frac{4EI}{L} \times \theta \text{ maka,} \\
 &= \frac{4EI}{L} \times \frac{\Delta}{L}
 \end{aligned}$$

Karena permodelan perletakan adalah jepit-jepit, maka ada faktor keamanan =  $\frac{1}{2}$

$$\begin{aligned}
 M_{BA} &= \frac{4EI}{L} \times \frac{\Delta}{L} \\
 M_{BA} &= \frac{1}{2} \times M_{ba} \\
 M_{AB} &= \frac{2EI}{L} \times \frac{\Delta}{L}
 \end{aligned}$$

Maka dari rumus diatas dapat dicari rumus momen total,

Momen total lendutan

$$M_{ba} + M_{ab} = \frac{6EI\Delta}{L^2}$$

Lalu dimasukkan data dari perhitungan lendutan agar didapat momen diafragma akibat lendutan girder.

$$\begin{aligned} E &= 4700\sqrt{fc'} \\ &= 4700\sqrt{25} \\ &= 23500 \text{ Mpa} \\ &= 2350000 \text{ kN/m}^2 \\ I &= \frac{1}{12} \times bd \times hd^2 \\ &= \frac{1}{12} \times 0,2 \times 0,4^2 \\ &= 0,00107 \text{ m}^2 \\ M &= \frac{6 \times 2350000 \times 0,0017 \times 0,0175}{14^2} \\ &= 13,4286 \text{ kNm} \\ M_u &= 13,4286 \times 1,8 \\ &= 24,1714 \text{ kNm} \\ M_{tot} &= 0,4232 + 24,1714 \text{ kNm} \\ &= 24,5946 \text{ kNm} \end{aligned}$$

#### D. Penulangan Diafragma

Diameter tul. = 16 mm

M. Diafragma = 24,50997 kNm

○ Perhitungan tulangan lentur,

$$\begin{aligned} m &= \frac{fy}{0,85 fc} \\ &= \frac{320}{0,85 \times 25} \\ &= 15,06 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_n &= \frac{Mu}{\phi} \\ &= \frac{24,5946 \text{ kNm}}{0,8} \\ &= 30,7433 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 R_n &= \frac{M_n}{b \times d^2} \\
 &= \frac{30743257,01 \text{ Nmm}}{200 \text{ mm} \times (334 \text{ mm})^2} \\
 &= 1,218 \text{ N/mm}^2 \\
 b \cdot l &= 0,85 \cdot f_c' \leq 25 \text{ Mpa}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \rho_{\text{balance}} &= \frac{0,85 \times \beta_1 \times f_c'}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y} \\
 &= \frac{0,85 \times 0,85 \times 25}{320} \times \frac{600}{600 + 320} \\
 &= 0,037
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \rho_{\text{max}} &= 0,75 \times \rho_{\text{balance}} \\
 &= 0,75 \times 0,037 \\
 &= 0,0276
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \rho_{\text{perlu}} &= \frac{1}{m} \times \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right] \\
 &= \frac{1}{15,06} \times \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15,06 \times 1,218}{320}} \right] \\
 &= 0,00397 \\
 \rho_{\text{min}} &= \frac{1,4}{f_y} \\
 &= \frac{1,4}{320} = 0,0043
 \end{aligned}$$

Kontrol,  $\rho_{\text{min}} > \rho_{\text{perlu}} > \rho_{\text{max}}$

Dari kontrol yang didapat

$\rho_{\text{perlu}} \geq \rho_{\text{min}}$ , digunakan  $\rho_{\text{min}} = 0,0044$

$$\begin{aligned}
 A_s &= \rho \times b \times d \\
 &= 0,0044 \times 200 \times 355 \\
 &= 310,625 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\text{Jumlah tulangan (n)} = \frac{A_s}{\frac{1}{4} \times \pi \times D^2}$$

$$= \frac{310,625}{\frac{1}{4} \times 3,14 \times 16^2}$$

$$= 1,55$$

( Dibulatkan menjadi 2 )

Maka direncanakan tulangan lentur untuk diafragma 2 D16

- Penulangan Geser

$$\begin{aligned} P_u &= q_u D L \times p_d \\ &= 3,25 \times 1,25 \\ &= 4,0625 \text{ kN} \\ V_u &= 4062,5 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_c &= \frac{1}{6} \times b \times d \times \sqrt{f_c'} \\ &= \frac{1}{6} \times 200 \times 355 \times \sqrt{25} \\ &= 59166,67 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{s \text{ min}} &= \frac{b \times d}{3} \\ &= \frac{200 \times 355}{3} \\ &= 23666,7 \text{ N} \end{aligned}$$

Kontrol,

1.  $V_u \leq 0,5 \times \emptyset \times V_c$   
 $4062,5 \leq 20708,33 \text{ (OK)}$
2.  $0,5 \times \emptyset \times V_c \leq V_u \leq \emptyset \times V_c$   
 $20708,33 \geq 4062,5 \leq 41416,67 \text{ (TIDAK OK)}$
3.  $\emptyset \times V_c \leq V_u \leq \emptyset (V_c + V_{s \text{ min}})$   
 $41416,67 \geq 4062,5 \leq 57983,33$   
 $\text{(TIDAK OK)}$
4.  $\emptyset (V_c + V_{s \text{ min}}) \leq V_u \leq \emptyset (V_c + 1/3 \times \sqrt{f_c'} \times b \times d)$   
 $57983,33 \geq 4062,5 \leq 124450$

( TIDAK OK )

$$5. (V_c + 1/3 \times \sqrt{f_c'} \times b \times d) \leq V_u \leq \phi (V_c + 2/3 \sqrt{f_c'} \times b \times d)$$

$$124450 \geq 4062,5 \leq 165668,7$$

( TIDAK OK )

Didapatkan dari kontrol perhitungan diatas masuk pada kondisi 1. Maka perlu tulangan geser minimum, untuk menjaga kestabilan struktur maka tetap direncanakan menggunakan tulangan geser 2 kaki dengan Ø12.

$$\begin{aligned} A_v &= 2 \times A_s \\ &= 2 \times 0,25 \times \pi \times \emptyset^2 \\ &= 2 \times 0,25 \times 3,14 \times 144 \\ &= 226,08 \text{ mm}^2 \\ S &= \frac{A_s \times f_y \times d}{V_s} \\ &= \frac{226,08 \times 280 \times 3550}{23666,7} \\ &= 949,5 \text{ mm} \end{aligned}$$

Maka untuk tulangan geser digunakan Ø 12 -40

#### 4.2.7.2 Perencanaan diafragma bentang 20,6 m

##### A. Data Diafragma

Bentang jembatan	L	= 20,6 m
Spasi girder	S	= 1,75 m
Panjang Diafragma	Pd	= 1,05 m
Tinggi Diafragma	hd	= 0,6 m
Lebar Diafragma	bd	= 0,3 m
Tinggi girder	h	= 1,6 m
Tebal Girder	b	= 0,7 m
Mutu baja tulangan D> 12 mm	f <sub>y</sub>	= 320 Mpa
Mutu baja tulangan D< 12 mm	f <sub>y</sub>	= 280 Mpa
Kuat tekan beton	f <sub>c'</sub>	= 25 Mpa
Selimut Beton	d'	= 45 mm
Tebal efektif	d	= 555 mm

## B. Pembebanan Diafragma

- Pembebanan akibat lendutan girder

Dari data diatas dapat dicari lendutan dari jembatan yang hasilnya  $\Delta$  (deformasi pada diafragma akibat lendutan dari girder). Perletakan diafragma dianggap jepit-jepit.

Deformasi diafragma,

$$\begin{aligned}\Delta &= \frac{L}{\frac{800}{20,6}} \\ &= \frac{800}{20,6} \\ &= 0,02575 \text{ m}\end{aligned}$$

Jadi akibat adanya deformasi sebesar  $\Delta$  diujung-ujung batang maka terjadi momen rotasi ( $\theta$ ).

$$\begin{aligned}\theta &= \frac{\Delta}{L} \\ &= \frac{0,0175}{20,6} \\ &= 0,02575 \text{ m}\end{aligned}$$

- Pembebanan akibat berat sendiri diafragma

$$qDL = bd \times hd \times \gamma_{\text{beton}} \times pd$$

$$= 0,3 \times 0,6 \times 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \times 1,05$$

$$= 4,725 \text{ kN/m}$$

$$quDL = quDL \times 1,3$$

$$= 4,725 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \times 1,3$$

$$= 6,1425 \text{ kN/m}$$

Sehingga didapat berat mati sendiri ultimate sebesar 6,1425 kN/m.

## C. Perhitungan Momen

- Momen akibat berat sendiri diafragma

$$\begin{aligned}\text{Momen} &= \frac{1}{12} \times quDL \times pd^2 \\ &= \frac{1}{12} \times 6,1425 \times 1,05^2\end{aligned}$$

$$= 0,5643 \text{ kNm}$$

- Momen akibat lendutan

Momen dihitung dari lendutan diatas,

$$\begin{aligned} M &= \frac{4EI}{L} \times \theta \text{ maka,} \\ &= \frac{4EI}{L} \times \frac{\Delta}{L} \end{aligned}$$

Karena permodelan perletakan adalah jepit-jepit, maka ada faktor keamanan =  $\frac{1}{2}$

$$M_{BA} = \frac{4EI}{L} \times \frac{\Delta}{L}$$

$$M_{BA} = \frac{1}{2} \times M_{ba}$$

$$M_{AB} = \frac{2EI}{L} \times \frac{\Delta}{L}$$

Maka dari rumus diatas dapat dicari rumus momen total,

Momen total lendutan

$$M_{ba} + M_{ab} = \frac{6EI\Delta}{L^2}$$

Lalu dimasukkan data dari perhitungan lendutan agar didapat momen diafragma akibat lendutan girder.

$$\begin{aligned} E &= 4700\sqrt{fc'} \\ &= 4700\sqrt{25} \\ &= 23500 \text{ Mpa} \\ &= 2350000 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} I &= \frac{1}{12} \times bd \times hd^2 \\ &= \frac{1}{12} \times 0,3 \times 0,6^2 \\ &= 0,0054 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$M = \frac{6 \times 2350000 \times 0,0054 \times 0,0175}{20,6^2}$$

$$= 4,620145 \text{ Tm}$$

$$M_u = 46,20145 \times 1,8$$

$$= 83,162621 \text{ kNm}$$

$$M_{tot}$$

$$= 0.564 \cdot 83,162621 \text{ kNm}$$

$$= 83,7269 \text{ kNm}$$

#### D. Penulangan Diafragma

Diameter tul. = 16 mm

M. Diafragma = 83,7269 kNm

- Perhitungan tulangan lentur,

$$m = \frac{f_y}{0,85 f_c}$$

$$= \frac{320}{0,85 \cdot 25}$$

$$= 15,06$$

$$M_n = \frac{M_u}{\phi}$$

$$= \frac{83,7269 \text{ kNm}}{0,8}$$

$$= 104,6587 \text{ Nmm}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \times d^2}$$

$$= \frac{104658704,4 \text{ Nmm}}{200 \text{ mm} \times (534 \text{ mm})^2}$$

$$= 1,13 \text{ N/mm}^2$$

$$b_1 = 0,85 f_c' \leq 25 \text{ Mpa}$$

**$\rho$**  balance

$$= \frac{0,85 \times \beta_1 \times f_c'}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y}$$

$$= \frac{0,85 \times 0,85 \times 25}{320} \times \frac{600}{600 + 320}$$

$$= 0,037$$

$$\rho_{\max} = 0,75 \times \rho_{\text{balance}}$$

$$= 0,75 \times 0,037$$

$$= 0,0276$$

**$\rho$**  perlu



$$\begin{aligned}
&= \frac{1}{m} \times \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times Rn}{fy}} \right] \\
&= \frac{1}{15,06} \times \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15,06 \times 1,13}{320}} \right] \\
&= 0,00369 \\
\rho \text{ min} &= \frac{1,4}{fy} \\
&= \frac{1,4}{320} = 0,0043
\end{aligned}$$

Kontrol,  $\rho \text{ min} > \rho \text{ perlu} > \rho \text{ max}$

Dari kontrol yang didapat

$\rho \text{ perlu} \geq \rho \text{ min}$ , digunakan  $\rho \text{ min} = 0,004$

$$\begin{aligned}
A_s &= \rho \times b \times d \\
&= 0,0044 \times 200 \times 555 \\
&= 728,437 \text{ mm}^2
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
\text{Jumlah tulangan ( n )} &= \frac{A_s}{\frac{1}{4} \times \pi \times D^2} \\
&= \frac{728,437}{\frac{1}{4} \times 3,14 \times 16^2} \\
&= 3,6247
\end{aligned}$$

( Dibulatkan menjadi 4 )

Maka direncanakan tulangan lentur untuk diafragma 2 D16

○ Penulangan Geser

$$\begin{aligned}
P_u &= q_u D L \times p d \\
&= 6,1425 \times 1,05 \\
&= 6,449
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
V_u &= \frac{\sqrt{f_c'}}{6} \times b w \times d \\
&= \frac{\sqrt{25}}{6} \times 200 \times 555 \\
&= 55500 \text{ N} \\
&= 55,5 \text{ kN}
\end{aligned}$$

$$V_u = 6449,625 \text{ N}$$

$$\begin{aligned}
 V_c &= \frac{1}{6} \times b \times d \times \sqrt{f_c'} \\
 &= \frac{1}{6} \times 300 \times 555 \times \sqrt{25} \\
 &= 138750 \text{ N} \\
 V_{s \text{ min}} &= \frac{b \times d}{3} \\
 &= \frac{300 \times 555}{3} \\
 &= 555000 \text{ N}
 \end{aligned}$$

Kontrol,

1.  $V_u \leq 0,5 \times \emptyset \times V_c$   
 $6449,625 \leq 48562,5 \text{ (OK)}$
2.  $0,5 \times \emptyset \times V_c \leq V_u \leq \emptyset \times V_c$   
 $48562,5 \geq 6449,625 \leq 97125$   
 (TIDAK OK)
3.  $\emptyset \times V_c \leq V_u \leq \emptyset (V_c + V_{s \text{ min}})$   
 $97125 \geq 6449,625 \leq 135975$   
 (TIDAK OK)
4.  $\emptyset (V_c + V_{s \text{ min}}) \leq V_u \leq \emptyset (V_c + 1/3 \times \sqrt{f_c'} \times b \times d)$   
 $135975 \geq 6449,625 \leq 291375$   
 (TIDAK OK)
- c.  $(V_c + 1/3 \times \sqrt{f_c'} \times b \times d) \leq V_u \leq \emptyset (V_c + 2/3 \times \sqrt{f_c'} \times b \times d)$   
 $291375 \geq 6449,625 \leq 3885021 \text{ (TIDAK OK)}$

Didapatkan dari kontrol perhitungan diatas masuk pada kondisi 1. Maka perlu tulangan geser minimum, untuk menjaga kestabilan struktur maka tetap direncanakan menggunakan tulangan geser 2 kaki dengan Ø12.

$$A_v = 2 \times A_s$$

$$\begin{aligned}
 &= 2 \times 0,25 \times \pi \times \emptyset^2 \\
 &= 2 \times 0,25 \times 3,14 \times 144 \\
 &= 226,08 \text{ mm}^2 \\
 S &= \frac{A_s \times f_y \times d}{V_s} \\
 &= \frac{226,08 \times 280 \times 1550}{555000} \\
 &= 633,02 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Maka untuk tulangan geser digunakan Ø 12 -4

## **BAB V**

### **PERENCANAAN BANGUNAN BAWAH**

#### **5.1 Perencanaan Abutment Kiri (Abt 1)**

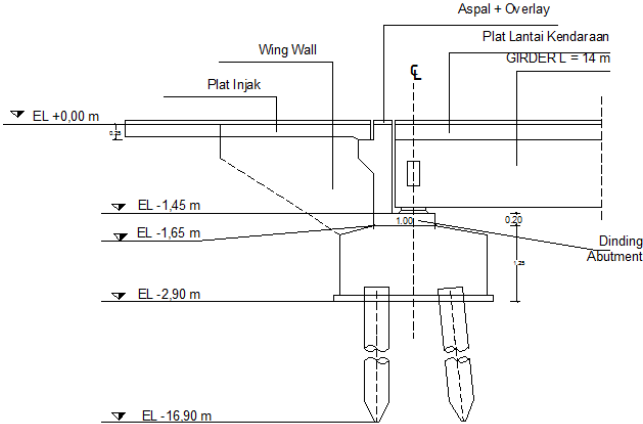
Struktur bangunan bawah jembatan berfungsi untuk menyalurkan beban-beban ( beban hidup dan beban mati ) dari bangunan atas ke pondasi jembatan. Selain itu juga berfungsi untuk menahan tekanan tanah serta beban – beban aksi lingkungan lainnya. Dalam perencanaan jembatan Kalianyar ini bangunan bawah yang dimaksud adalah Abutment dan pilar, dimana akan juga direncanakan elemen – elemen penyusun dan perlengkapannya.

##### **5.1.1 Desain Dimensi Abutment**

Dalam perencanaan abutmen digunakan peraturan BMS BDM 1992 dan BMS BDC 1992. Bangunan Abutment terdiri dari dinding abutment, longitudinal stopper, wing wall, dan plat injak. Penulangan abutment direncanakan dengan analisis elemen-elemen abutment. Analisa terdiri dari; beban sendiri abutment, beban bangunan atas (beban hidup dan beban mati), beban lalu lintas, beban tekanan tanah aktif, beban tekanan tanah akibat gempa, beban gempa, beban pedestrian, serta beban rem. Berikut ini adalah analisis pembebanan serta elemen – elemen penyusun dan pelengkap abutment.

Data – data perencanaan bangunan bawah abutment :

Elevasi muka tanah asli	= 1,50 m
- Elevasi lantai kerja abutmen	= 2,90 m
- Elevasi lantai kendaraan	= 0,00 m
- Tinggi abutment rencana	= 2,90 m
- Lebar abutment	= 9,40 m
- Panjang bentang jembatan	= 14,0 m



Gambar 5.1 Perencanaan Abt 1

5.1.2 Perencanaan Pondasi Abutment

Berdasarkan data uji tanah pada abutment ( Abt 1 ) didapatkan nilai SPT>50 pada kedalaman 16meter (Lihat lampiran), sehingga direncanakan menggunakan pondasi tiang pancang.

Berikut adalah deskripsi jenis tanah pada Abt 1 :

Tabel 5.1 Deskripsi Jenis Tanah Abt 1

Kedalaman	Jenis Tanah
0-4 meter	lempung kelanauan berbatu padat coklat
5-10 meter	lempung kelanauan padat kuning coklat,
11-16 meter	lempung kepasiran padat abu – abu coklat

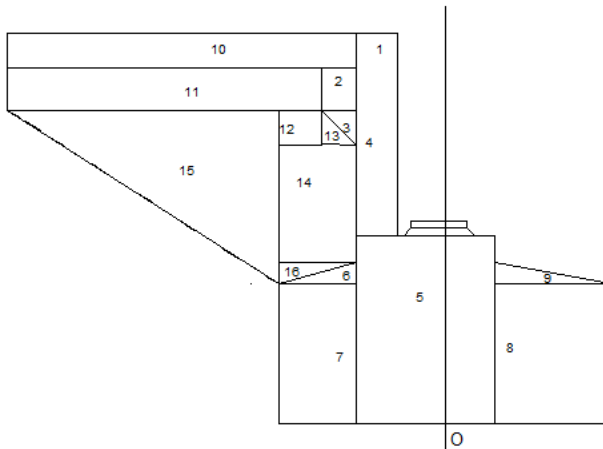
Dari rekapan deskripsi diatas juga diketahui pada kedalaman 11-16 meter memiliki nilai SPT >50 kali pukulan.

5.1.2.1 Analisis Pembebanan Pada Abutment

- **Beban Vertikal**

## 1. Berat sendiri Abutmen

Dalam perhitungan berat sendiri, abutment akan dibagi atas beberapa segmen. Hal ini untuk memudahkan dalam analisa pembebanan dimana, berat abutment didapat dari pengalian volume per segmen dan berat jenis kemudian dilanjutkan dengan menghitung statis momen titik tangkap gaya/ titik berat abutment terhadap center pile cap.



Gambar 5.2 Pembagian segmen abutment (Abt 1 )

Tabel 5.2 Perhitungan beban sendiri abutment 1

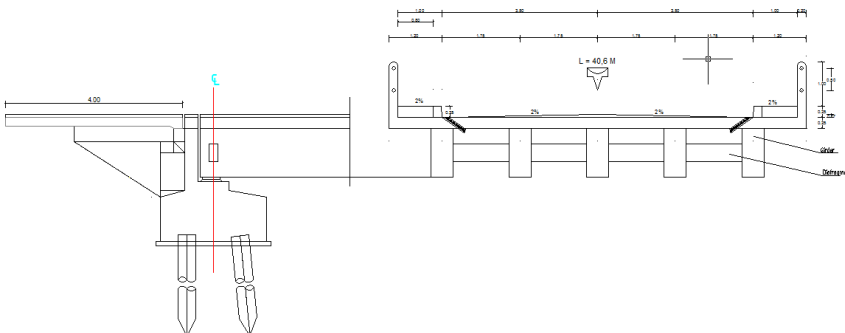
No	h	b	L	Wc	Berat	Lengan x	Lengan z	Momen x	Momen z
	m	m	m	t/m3	ton	m	m	tm	tm
Abutment									
1	0.25	0.3	9.4	2.5	1.7625	0.50	2.675	0.88125	4.7146875
2	0.3	0.25	9.4	2.5	1.7625	0.77	2.4	1.357125	4.23
3	0.25	0.25	9.4	2.5	1.46875	0.73	2.17	1.0721875	3.1871875
4	1.4	0.3	9.4	2.5	9.87	0.49	1.95	4.8363	19.2465
5	1.35	1	9.4	2.5	31.725	0.14	0.675	4.4415	21.414375
6	0.15	0.56	9.4	2.5	1.974	0.83	1.05	1.63842	2.0727
7	1	0.56	9.4	2.5	13.16	0.92	0.5	12.1072	6.58
8	1	0.84	9.4	2.5	19.74	0.78	0.5	15.33798	9.87
9	0.15	0.84	9.4	2.5	2.961	0.64	1.05	1.883196	3.10905
Wing Wall									
10	0.25	2.5	0.3	2.5	0.46875	1.89	2.675	0.8859375	1.25390625
11	0.3	2.25	0.3	2.5	0.50625	2.02	2.4	1.022625	1.215
12	0.25	0.3	0.3	2.5	0.05625	1.05	2.125	0.0590625	0.11953125
13	0.25	0.25	0.3	2.5	0.046875	0.80	2.08	0.0375	0.0975
14	0.85	0.56	0.3	2.5	0.357	0.92	1.57	0.32844	0.56049
15	1.25	1.95	0.3	2.5	1.828125	1.85	1.83	3.38203125	3.34546875
16	0.15	0.56	0.3	2.5	0.063	1.02	1.1	0.06426	0.0693
Tanah									
17	1.4	0.31	9.4	18	72.2484	1.05	1.85	75.86082	133.65954
18	0.25	0.25	9.4	18	10.575	0.47	2.08	4.97025	21.996
19	0.85	0.25	9.4	18	35.955	0.77	1.57	27.68535	56.44935
20	0.15	0.55	9.4	18	13.959	1.02	1.1	14.168385	15.3549
Total					220.4874			172.01982	

Letak Titik berat terhadap titik O

$$\begin{aligned} X &= \frac{\text{Momen } X}{W_{\text{total}}} \\ &= \frac{49,335}{87,75} \\ &= 0,562 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Z &= \frac{\text{Momen } Z}{W_{\text{total}}} \\ &= \frac{81,086}{87,75} \\ &= 0,924 \text{ m} \end{aligned}$$

## 2. Berat sendiri bangunan atas



Gambar 5.3 Pembebanan abutment (Abt 1 ) akibat beban bangunan atas

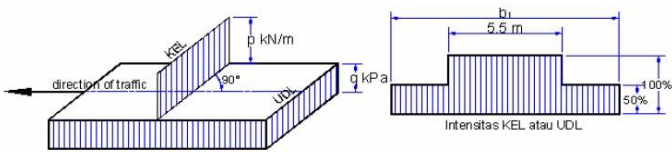


Tabel 5.3 Gaya reaksi V abt akibat beban mati 1/2 dari bangunan atas

NO	JENIS	LEBAR (m)	TEBAL (m)	PANJANG G (m)	n	BERAT VOL (kN/m³)	BEBAN (kN)
1	Pelat Lantai	7	0.25	14	1	25	612.5
2	girder	0.5	1.1	14	5	25	962.5
3	Diafragma	0.2	0.4	14	5	25	140
4	Beban Trotoar	1	0.2	14	2	25	140
5	Kerb	0.18	0.2	14	2	25	25.2
6	Berat Pipa			2	7	0.0713	0.9982
7	Tiang Sandaran	0.2	0.2	1.2	8	25	9.6
8	Aspal	7	0.1	14	1	22	9.8
9	Air hujan	7	0.05	14	1	10	49
TOTAL BERAT SENDIRI BANGUNAN ATAS (Q MS)							1949.5982
Reaksi Akibat DL							974.7991

3. Beban Hidup Lalu Lintas

Beban lalu lintas ( lajur “D” ) untuk rencana bangunan bawah jembatan jalan raya terdiri dari BTR dan BGT dimana akan ditempatkan melintang pada lebar jalan kendaraan jembatan dan menghasilkan pengaruh pada jembatan ekuivalen dengan rangkaian kendaraan sebenarnya. Asumsi pembebanan BTR dan BGT seperti yang ditunjukan dalam gambar di bawah ini pembebanan lajur “D” yang ditempatkan tergantung pada lebar jalan kendaraan jembatan:



Gambar 5.4 Asumsi beban hidup lalu lintas

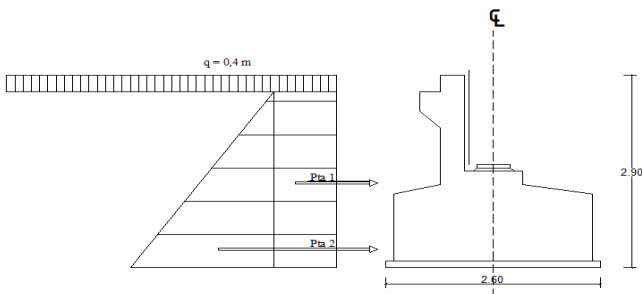
- Panjang bentang ( L ) = 14 m
- Lebar perkerasan ( b ) = 7 m
- Beban BGT ( P<sub>BGT</sub> ) = 49 kN/m
- Beban BTR ( q<sub>BTR</sub> ) = 9 kN/m<sup>2</sup>

$$\begin{aligned}
 & V_{BTR} \\
 &= ((5,5 \times q_{BTR}) + ((b - 5,5) \times 0,5 \times q_{BTR}) \times L \\
 &= ((5,5 \times 9) + ((7 - 5,5) \times 0,5 \times 9) \times 14 \\
 &= 72 \text{ kN} \\
 & V_{BGT} \\
 &= (5,5 \times (P_{BGT} \times (1 + DLA) + (b - 5,5 \times (P_{BGT} \times (1 + DLA)))) \\
 &= (5,5 \times (49 \times (1 + 0,4) + (7 - 5,5 \times (49 \times (1 + 0,4)))) \\
 &= 7 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$V_{tot} = 79 \text{ kN}$$

#### 4. Beban Tekanan tanah aktif

Analisis Beban tekanan tanah aktif berdasarkan RSNI T-02-2005 Pasal 5.4.2 dimana tekanan tanah dihitung berdasarkan harga nominal  $W_s$ ,  $C$ , dan  $\gamma t$ . Pada bagian tanah dibelakang dinding abutment adanya beban tambahan yang setara dengan tanah setebal 0,60 m yang berupa beban merata ekivalen beban kendaraan pada bagian tersebut. Beban tekanan tanah akan membebani tembok penahan tanah dari kepala jembatan dengan arah horizontal, sehingga tekanan tanah ini dapat menimbulkan efek guling pada kepala jembatan



Gambar 5.5 Beban tek. Tanah aktif pada abutment (Abt 1)

$$\begin{aligned}
 \text{Tinggi timbunan } (H) &= 1,59 \text{ m} \\
 \text{Berat jenis tanah } (\gamma_t) &= 18 \text{ kN/m}^3 \\
 \text{Sudut ger tanah } (\phi) &= 30^\circ \\
 \text{Lebar abutmen } (B_y) &= 9,4 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 K_a &= \tan^2 (45^\circ - \phi) \\
 &= 0,333
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 q &= 0,6 \times \gamma_t \\
 &= 0,6 \times 18 \\
 &= 10,8 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 P_{Ta1} &= q \times K_a \times H \times B_y \\
 &= 10,8 \times 0,333 \times 1,59 \times 9,4 \\
 &= 53,806 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 P_{Ta2} &= 0,5 \times K_a \times \gamma_t \times H^2 \times B_y \\
 &= 0,5 \times 0,333 \times 18 \times 1,59^2 \times 9,4 \\
 &= 71,292 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 P_{tot} &= 53,806 + 71,292 \\
 &= 125,1 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Momen yang terjadi :

$$\begin{aligned}
 M_{Ta1} &= P_{Ta1} \times \frac{H}{2} \\
 &= 53,806 \times 0,795 \\
 &= 42,775 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_{Ta2} &= P_{Ta2} \times \frac{H}{3} \\
 &= 71,292 \times 0,53 \\
 &= 37,785
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_{tot} &= 42,775 + 37,785 \\
 &= 80,560 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

## 5. Beban tekanan tanah akibat gempa

Selain tekanan tanah aktif, beban tekanan tanah juga diperhitungkan bila terjadi gempa ( tekanan tanah dinamis

akibat gempa). Diasumsikan tembok penahan tanah adalah tembok yang fleksibel sesuai ketentuan yang terdapat pada SNI Gempa 2833 – 2013 Pasal 9.6

Perhitungan tekanan tanah dinamis akibat gempa :

Berat Jenis tanah (kN/m <sup>3</sup> )	( $\gamma_t$ )	= 18
Sudut ger tanah	( $\phi$ )	= 30°
Rencana sudut tembok	( $\delta$ )	= 20°
Sudut kemiringan timbunan	( $\alpha$ )	= 0°
Sudut kemiringan belakang tembok	( $\beta$ )	= 0°
Koefisien tekanan tanah aktif ( $K_a$ ) = 0,333		

Koefisien gempa horizontal (  $K_h$  )

$$\begin{aligned} (K_h) &= A_s \times 0,5 \\ &= 0,44 \times 0,5 \\ &= 0,22 \end{aligned}$$

Sudut geser nominal (  $\theta$  )

$$\begin{aligned} (\theta) &= \tan^{-1} \times K_h \\ &= 12,407^\circ \end{aligned}$$

Koefisien tekanan tanah dinamis :

$$\begin{aligned} \mu &= \left( 1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \theta - \alpha)}{\cos(\delta + \beta + \phi) \cos(\beta - \alpha)}} \right)^2 \\ &= \left( 1 + \sqrt{\frac{\sin(30 + 20) \sin(30 - 12,407 - 0)}{\cos(20 + 0 + 30) \cos(0 - 0)}} \right)^2 \\ &= 2,040 \\ K_{AE} &= \frac{\cos^2(\phi - \theta - \beta)}{\mu \cos\theta \cos^2\beta \cos(\phi + \theta + \beta)} \\ &= \frac{\cos^2(30 - 12,407 - 0)}{\mu \cos\theta \cos^2\beta \cos(30 + 12,407 + 0)} \\ &= 0,540 \end{aligned}$$

Tekanan tanah dinamis akibat gempa:

$$\begin{aligned} E_{AE} &= \frac{\gamma_t \times H^2}{2} \times (1 - K_v) \times K_{AE} \\ &= \frac{18 \times 1,59^2}{2} \times 1 \times 0,54 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 &= 12,291 \text{ kN/m} \\
 E_{AE} &= E_{AE} \times B_y \\
 &= 12,291 \times 9,4 \\
 &= 115,536 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

## 6. Beban gempa

Analisis beban gempa pada jembatan mengacu pada SNI Gempa 2833 – 2013. Beban gempa direncanakan dengan metode beban horisontal statis ekuivalen. Beban gempa bangunan atas yang masuk pada pilar direncanakan 50% dari span kiri dan span kanan.

$$E_Q = C_{sm} \times W_t \quad (\text{SNI Gempa 2833-2013 pasal 5.1})$$

PGA ( Percepatan puncak batuan dasar ) : 0,4

Ss ( Respons spektral untuk 0,2 detik ) : 1

S1 ( Respons spektral untuk 1 detik ) : 0,4

a) Menentukan kelas situs

$$\begin{aligned}
 N &= \frac{\sum t_i}{\sum (t_i/N)} \\
 &= \frac{30}{1,771}
 \end{aligned}$$

Tabel 5.4 kelas situs ( SNI Gempa 2833 – 2013 tabel 2)

Kelas Situs	$\bar{V}_s$ (m/s)	$\bar{N}$	$\bar{S}_u$ (kPa)
A. Batuan Keras	$\bar{V}_s \geq 1500$	N/A	N/A
B. Batuan	$750 < \bar{V}_s \leq 1500$	N/A	N/A
C. Tanah Sangat Padat dan Batuan Lunak	$350 < \bar{V}_s \leq 750$	$\bar{N} > 50$	$\bar{S}_u \geq 100$
D. Tanah Sedang	$175 < \bar{V}_s \leq 350$	$15 \leq \bar{N} \leq 50$	$50 \leq \bar{S}_u \leq 100$
E. Tanah Lunak	$\bar{V}_s < 175$	$\bar{N} < 15$	$\bar{S}_u < 50$
	Atau setiap profil lapisan tanah dengan ketebalan lebih dari 3 m dengan karakteristik sebagai berikut : 1. Indeks plastisitas, $PI > 20$ , 2. Kadar air ( $w$ ) $> 40\%$ , dan 3. Kuat geser tak terdrainase $\bar{S}_u < 25$ kPa		
F. Lokasi yang membutuhkan penyelidikan geoteknik dan analisis respons dinamik spesifik	Setiap profil lapisan tanah yang memiliki salah satu atau lebih dari karakteristik seperti : - Rentan dan berpotensi gagal terhadap beban gempa seperti likuifaksi, tanah lempung sangat sensitif, tanah teresementasi lemah - Lempung organik tinggi dan/atau gambut (dengan ketebalan $> 3$ m) - Plastisitas tinggi (ketebalan $H > 7.5$ m dengan $PI > 75$ ) - Lapisan lempung lunak/medium kaku dengan ketebalan $H > 35$ m		

Dari hasil N diatas kemudian diplotkan ke dalam tabel 5.3 untuk mencari kelas situs. Didapatkan kelas situs untuk pondasi abutmen yaitu tanah sedang.

b) Menentukan faktor situs

Tabel 5.5 faktor amplifikasi untuk periode 0 dt dan 0,2 dt (  $F_{PGA} / F_a$  )

Kelas situs	$PGA \leq 0,1$ $S_s \leq 0,25$	$PGA = 0,2$ $S_s = 0,5$	$PGA = 0,3$ $S_s = 0,75$	$PGA = 0,4$ $S_s = 1,0$	$PGA > 0,5$ $S_s \geq 1,25$
Batuan Keras (SA)	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
Batuan (SB)	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
Tanah Keras (SC)	1.2	1.2	1.1	1.0	1.0
Tanah Sedang (SD)	1.6	1.4	1.2	1.1	1.0
Tanah Lunak (SE)	2.5	1.7	1.2	0.9	0.9
Tanah Khusus (SF)	SS	SS	SS	SS	SS

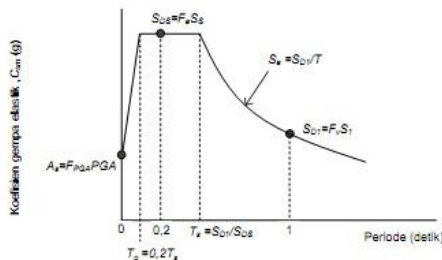
Didapat nilai  $F_{PGA}/F_a = 1,1$

Tabel 5.6 Besarnya nilai faktor amplifikasi untuk periode 1 detik (  $F_v$  )

Kelas situs	$S_1 \leq 0.1$	$S_1 = 0.2$	$S_1 = 0.3$	$S_1 = 0.4$	$S_1 \geq 0.5$
Batuan Keras (SA)	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
Batuan (SB)	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
Tanah Keras (SC)	1.7	1.6	1.5	1.4	1.3
Tanah Sedang (SD)	2.4	2.0	1.8	1.6	1.5
Tanah Lunak (SE)	3.5	3.2	2.8	2.4	2.4
Tanah Khusus (SF)	SS	SS	SS	SS	SS

Didapat nilai  $F_v = 1,6$

c) Menentukan respons spectra



Gambar 5.6 Bentuk tipikal respon spektra di permukaan tanah

$$A_s = F_{PGA} \times PGA$$

$$\begin{aligned}
 &= 1,1 \times 0,4 \\
 &= 0,44 \\
 S_{D1} &= F_v \times S_1 \\
 &= 1,6 \times 0,4 \\
 &= 0,64 \\
 S_{DS} &= F_a \times S_s \\
 &= 1,1 \times 1 \\
 &= 1,1
 \end{aligned}$$

d) Menentukan koefisien respon gempa elastik

$$\begin{aligned}
 T_s &= \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \\
 &= \frac{0,64}{1,1} \\
 &= 0,5818 \\
 T_0 &= 0,2 \times T_s \\
 &= 0,2 \times 0,5818 \\
 &= 0,1164
 \end{aligned}$$

Cek persyaratan bila  $T_0 < T < T_s$ , maka digunakan syarat 2 :

$$\begin{aligned}
 C_{SM} &= S_{DS} \\
 &= 1,1
 \end{aligned}$$

e) Menentukan faktor modifikasi respon ( R )

Tabel 5.6 Zona gempa

Koefisien percepatan ( $S_{D1}$ )	Zona gempa
$S_{D1} \leq 0,15$	1
$0,15 < S_{D1} \leq 0,30$	2
$0,30 < S_{D1} \leq 0,50$	3
$S_{D1} > 0,50$	4

Dari perhitungan  $S_{D1}$  diperoleh nilai 0,64 yang masuk kedalam kategori zona 4. Struktur jembatan yang

masuk pada zona 4, kecuali untuk fondasi nilai R diambil 1,0.

Data perencanaan beban gempa :

$C_{SM}$	= 1,1
R bang. Bawah	= 1,0
R bang. atas	= 1,0
W setengah bang. atas	= 97,50 ton
Beban mati abutmen	= 87,75 ton

Beban gempa akibat bangunan atas

$$\begin{aligned}
 E_{q1} &= \frac{C_{SM}}{R} \times W_t \\
 &= \frac{1,1}{1} \times 97,50 \\
 &= 107,228 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

Beban gempa akibat bangunan bawah

$$\begin{aligned}
 E_{q2} &= \frac{C_{SM}}{R} \times W_t \\
 &= \frac{1,1}{1} \times 87,75 \\
 &= 96,525 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

Momen bangunan atas

$$\begin{aligned}
 M E_{q1} &= 107,228 \times 1,35 \\
 &= 144,758 \text{ ton.m}
 \end{aligned}$$

Momen bangunan bawah

$$\begin{aligned}
 M E_{q1} &= 96,525 \times 0,9241 \\
 &= 89,194 \text{ ton.m}
 \end{aligned}$$

Total beban gempa

$$\begin{aligned}
 E_{tot} &= 107,228 + 96,525 \\
 &= 203,753 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

Total momen gempa

$$\begin{aligned}
 M E_{tot} &= 144,758 + 89,194 \\
 &= 233,952 \text{ ton.m}
 \end{aligned}$$



## 7. Beban angin

Gaya angin pada bangunan atas tergantung luas ekuivalen diambil sebagai luas padat jembatan dalam elevasi proyeksi tegak lurus. Gaya nominal akibat angin bergantung pada kecepatan angin rencana. Beban angin yang diperhitungkan berdasarkan RSNI T – 02 – 2005 adalah sebagai berikut :

$$TEW = 0,0012 \times C_w \times V_w^2 \times A_b$$

Kecepatan angin rencana  $(V_w) = 30 \text{ m/s}$

Lebar jembatan  $(b) = 9,4 \text{ m}$

Tinggi samping jembatan  $= 1,45 \text{ m}$

Bentang jembatan  $(L) = 14 \text{ m}$

Luas bagian samping  $(A_b) = 20,3 \text{ m}$

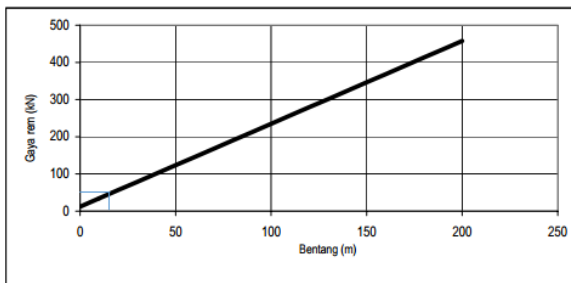
Koefisien seret  $(C_w) = 1,25$

$$\begin{aligned} T_{EW} &= 0.0006 \times C_w \times V_w^2 \times A_b \\ &= 0,0006 \times 1,25 \times 30^2 \times 20,3 \\ &= 13,703 \text{ kN} \end{aligned}$$

## 8. Beban rem

Analisa gaya rem sesuai dengan RSNI- T – 02 – 2005 Standart Pembebanan jembatan

Tabel 5.7 Gaya rem per lajur 2,75 m



Diketahui :

Panjang jembatan ( L ) = 14 m

Jumlah jalur ( n ) = 2

Gaya rem yang didapat dari tabel 45 kN untuk jembatan dengan bentang 14 m atau setara dengan 4,5 ton.

## 9. Beban pejalan kaki

Menurut RSNI T-02 2005 pasal 6.9, beban pejalan kaki bekerja pada lantai trotoar sehingga beban pejalan kaki disalurkan seluas trotoar sehingga didapat rumus :

$$P_{TP} = A \times q_{\text{pejalan kaki}}$$

Dengan ,

$$A = \text{Luas trotoar}$$

$$q = \text{beban pejalan kaki}$$

Sehingga untuk menggunakan rumus diatas dapat dicari :

$$\text{Panjang jembatan } L = 14 \text{ m}$$

$$\text{Lebar trotoar, } b = 1 \text{ m}$$

$$\text{Luas trotoar, ( } A = L \times b \text{ ) } = 14 \text{ m}$$

$$\text{Jumlah trotoar, } n = 2$$

$$\text{Beban pejalan kaki } = 5 \text{ kPa} = 5 \text{ kN/m}^2$$

$$P_{TP} = A \times q \times n$$

$$= 14 \times 5 \times 2$$

$$= 140 \text{ kN}$$

### 5.1.2.2 Perhitungan Gaya Aksial Tiang Pancang

Setelah perhitungan analisis pembebanan diatas, langkah selanjutnya adalah analisis momen dan gaya. Untuk perhitungan momen dan gaya dipusatkan pada center pile cap. Berikut ini momen dan gaya yang

bekerja pada pile cap ditunjukkan pada tabel 5.8 berikut.

Tabel 5.8 Perhitungan gaya dan momen pada center pile cap abutment 1

NO	URAIAN	V	Hx	Hy	X	y	z	Mx	My
		ton	ton	ton	m	m	m	Tonm	Tonm
I	Behan Tetap								
	Struktur Bangunan Atas	97.48							
	Struktur Abutment	87.75			0.562			49.33501475	
	Tek tanah aktif		12.5098					8.05604346	
II	Behan Hidup								
	BTR + BGT	7.90							
	Beban pejalan kaki	14.00							
	Beban Rem		4.5				2.8	12.6	
	Beban Angin			1.37025					2.8432688
III	Aksi lain (Gempa)								
	Eq Struktur Bangunan Atas		107.2279	107.2279				144.7576664	144.75767
	Eq Abutment		96.525	96.525				89.19426588	89.194266
	Eq Tek tanah dinamis		11.55361				0.795	9.185120264	

- Kombinasi 1 ( D + L + Ta )

*Tabel 5.9 Kombinasi 1*

NO	URAIAN	V	Hx	Hy	Mx	My
		ton	ton	ton	Tonm	Tonm
I	<b>Beban Tetap</b>					
	Struktur Bangunan Atas	97.48				
	Struktur Abutment	87.75			49.34	
	Tek tanah aktif		12.5098		8.06	
II	<b>Beban Hidup</b>					
	BTR + BGT	7.90				
	Beban pejalan kaki	14.00				
Total		207.13	12.51	0	57.39	0

- Kombinasi 2 ( D + L Ta + T<sub>B</sub> )

*Tabel 5.10 Kombinasi 2*

NO	URAIAN	V	Hx	Hy	Mx	My
		ton	ton	ton	Tonm	Tonm
I	<b>Beban Tetap</b>					
	Struktur Bangunan Atas	97.48				
	Struktur Abutment	87.75			49.34	
	Tek tanah aktif		12.5098		8.06	
II	<b>Beban Hidup</b>					
	BTR + BGT	7.90				
	Beban pejalan kaki	14.00				
	Beban Rem		4.50		12.60	
Total		207.13	17.01	0.00	69.99	0.00

- Kombinasi 3 ( D + L + Ta + T<sub>B</sub> + T<sub>EW</sub> )

Tabel 5.11 Kombinasi 3

NO	URAIAN	V	Hx	Hy	Mx	My
		ton	ton	ton	Tonm	Tonm
I	Beban Tetap					
	Struktur Bangunan Atas	97.48				
	Struktur Abutment	87.75			49.34	
	Tek tanah aktif		12.5098		8.06	
II	Beban Hidup					
	BTR + BGT	7.90				
	Beban pejalan kaki	14.00				
	Beban Rem		4.50		12.60	
	Beban Angin			137		2.84
Total		207.13	17.01	137	69.99	2.84

## - Kombinasi 4 ( D + Ex + 30% Ey + Taq )

Tabel 5.12 Kombinasi 4

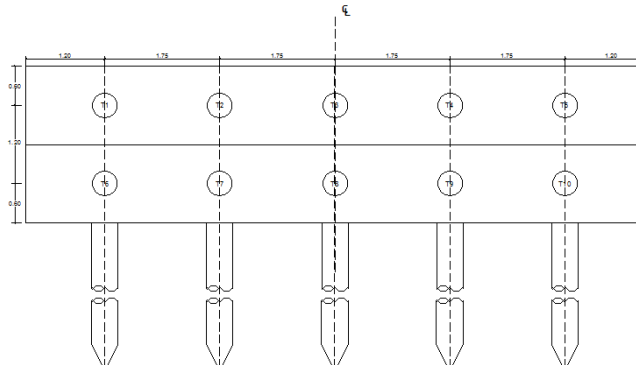
NO	URAIAN	V	Hx	Hy	Mx	My
		ton	ton	ton	Tonm	Tonm
I	Beban Tetap					
	Struktur Bangunan Atas	97.48				
	Struktur Abutment	87.75			49.34	
II	Beban Hidup					
	BTR + BGT	5.53				
	Beban pejalan kaki	9.80				
	Beban Rem		4.50		12.60	
III	Aksi lain (Gempa)					
	Eq Struktur Bangunan Atas		107.23	32.17	144.76	43.43
	Eq akibat beban hidup		16.86	5.06	22.77	6.83
	Eq Abutment		96.53	28.96	89.19	26.76
	Eq Tek tanah dinamis		11.55		9.19	
Total		200.56	236.67	66.18	327.84	77.02

- Kombinasi 5 ( D + 30% Ex + Ey + Taq )

*Tabel 5.13 Kombinasi 5*

NO	URAIAN	V	Hx	Hy	Mx	My
		ton	ton	ton	Tonm	Tonm
I	<b>Beban Tetap</b>					
	Struktur Bangunan Atas	97.48				
	Struktur Abutment	87.75			49.34	
II	<b>Beban Hidup</b>					
	BTR + BGT	5.53				
	Beban pejalan kaki	9.80				
	Beban Rem		4.50		12.60	
III	<b>Aksi lain (Gempa)</b>					
	Eg Struktur Bangunan Atas		32.17	107.23	43.43	144.76
	Eg akibat beban hidup		16.86	5.06	22.77	6.83
	Eg Abutment		28.96	96.53	26.76	89.19
	Eg Tek tanah dinamis		3.47		2.76	
Total		200.56	85.95	208.81	157.64	240.78

Konfigurasi Tiang pancang :



*Gambar 5.7 Konfigurasi tiang pancang abutment (Abt1)*

X = Jarak tiang terhadap sumbu x ( m )  
= 1,2 m

Y = Jarak tiang terhadap sumbu y ( m )  
= 1,75 m

Dari kombinasi dan konfigurasi diatas, maka daya dukung per tiang dapat dihitung menggunakan rumus :

$$P = \frac{V}{n} \pm \frac{Mx*y}{\sum y^2} \pm \frac{My*x}{\sum x^2}$$

P = Gaya aksial yang terjadi pada 1 tiang ( ton )

V = Total gaya aksial ( ton )

n = Jumlah tiang pancang ( buah )

Mx = Momen sumbu x ( ton.m )

My = Momen subu y ( ton.m )

y = Jarak tiang terhadap sumbu x ( m )

x = Jarak tiang terhadap sumbu y ( m )

Tabel 5.14 perhitungan kemampuan gaya aksial pertiang (Abt 1 )

Tiang No	x	y	x2	y2	komb1	komb2	komb 3	komb 4	komb 5
1	-0.6	-3.5	0.36	12.25	11.15	9.05	8.89	-38.98	-19.98
2	-0.6	-1.75	0.36	3.06	11.15	9.05	8.97	-36.78	-13.10
3	-0.6	0	0.36	0.00	11.15	9.05	9.05	-34.58	-6.22
4	-0.6	1.75	0.36	3.06	11.15	9.05	9.13	-32.38	0.66
5	-0.6	3.5	0.36	12.25	11.15	9.05	9.21	-30.18	7.54
6	0.6	-3.5	0.36	12.25	30.28	32.38	32.22	70.29	32.57
7	0.6	-1.75	0.36	3.06	30.28	32.38	32.30	72.50	39.45
8	0.6	0	0.36	0.00	30.28	32.38	32.38	74.70	46.33
9	0.6	1.75	0.36	3.06	30.28	32.38	32.46	76.90	53.21
10	0.6	3.5	0.36	12.25	30.28	32.38	32.54	79.10	60.09
Total			3.60	61.25					

Dari perhitungan gaya aksial diatas, yang terjadi pada 1 pilar tiang pancang didapatkan gaya aksial sebesar 79,10 ton, selanjutnya gaya aksial yang harus terjadi harus lebih kecil dari daya dukung tanah, 79,10 ton < 274,418 ton.

### 5.1.2.3 Perhitungan Daya Dukung Tanah

Dari tabel perhitungan kemampuan gaya aksial pertiang dapat diketahui nilai maksimum (  $P_{max}$  ) gaya aksial pancang akibat beban tetap ( kombainai 1,2,3 ) adalah 32,54 ton, sedangkan untuk nilai maksimum (  $P_{max}$  ) gaya aksial tiang pancang akibat beban sementara adalah 79,10 ton. Dari hasil kemampuan tiang pancang didapatkan hasil reaksi berupa gaya aksial tekan saja, maka akan di kontrol dengan daya dukung tanah akibat tekan. Perhitungan daya dukung tanah berdasarkan tiang pancang yang berdiameter 40 cm ( 0,4 m ) dan berdasarkan data pengujian tanah SPT pada titik bor abutmen ( Abt 1 ). Daya dukung tanah dihitung berdasarkan rumus *Kazuto Nakazawa* dan hasilnya ditunjukkan dalam tabel 5.15.

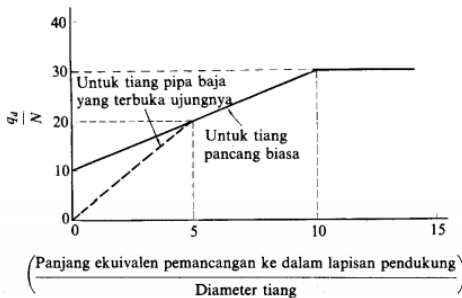
$R_u$	= $R_f + R_t$ ( ton )
$R_u$	= Daya dukung batas tanah pondasi ( ton )
$R_t$	= Daya dukung ujung tiang ( ton )
	= $q_d + A_p$
$q_d$	= daya dukung terpusat ( ton )
	= $N \times ( q_d / N )$
$N$	= Nilai $N$ rata – rata untuk perencanaan tanah pondasi pada ujung tiang
	= $( N_1 + N_2 ) / 2$
$N_1$	= Nilai $N$ pada ujung tiang
$N_2$	= Nilai rata – rata nilai $N$ pada jarak 4D dari ujung tiang
$R_f$	= Daya geser dinding tiang / skin friction (ton)
	= $\sum l_i \cdot f_i + A_{st}$
$A_p$	= Luas penampang tiang ( $m^2$ )
$A_{st}$	= Keliling penampang tiang ( m )
$l_i$	= Panjang segmen yang ditinjau



- $f_i$  = Gaya geser pada maksimum tiang dari lapisan tanah dengan memperhitungkan geseran dinding tiang ( ton/m<sup>2</sup> )  
 = N maksimum  $N \leq 12$  ton/m<sup>2</sup>, untuk clay / silt  
 = N maksimum  $N/5 \leq 10$  ton/m<sup>2</sup>, untuk sand  
 $R_a$  = Daya dukung ijin tiang  
 =  $( R_u / SF ) - W_p$   
 $W_p$  = Berat total per tiang ( ton/tiang )  
 =  $L_{tot} \times W_t$   
 $L_{tot}$  = Kebutuhan panjang tiang ( m )  
 $W_t$  = Berat total ( ton/m )  
 $I$  = Panjang penetrasi tiang sampai ke ujung

Data perencanaan tiang pancang :

- $D_{pile}$  = 0,4 m  
 $A_p$  = 0,126 m<sup>2</sup>  
 $A_{st}$  = 1,256 m  
 $SF$  = 3, untuk beban tetap  
 $SF$  = 2, untuk beban sementara



Gambar 5.8. Diagram perhitungan dari intensitas daya dukung ultimate tanah pondasi pada ujung

*Tabel 5.15 Perhitungan daya dukung ujian tanah untuk pondasi berdasarkan Kazuto Nakazawa diameter 0,4 m titik bor Abt 1.*

Depth (m)	Jenis Tanah	N rata2	fi (t/m2)	li*tebal (t/m)	S(li*tebal) (t/m)	t/N	N2 (4D)	N	ai Penetr	I	qd/N	qd	Rt	Rf	Wp	Qu (Ton)	n tiang (Ton)		
																	2	2.5	3
0	lempung berlanau berbatu padat coklat	0	0	0	0		0.00	0.000	0.00	0.00	0.00	0	0	0	0	0	-2.674	-2.674	-2.674
-1	lempung berlanau berbatu padat coklat	3	3	3	3	0.3333	1.50	2.250	1.00	2.50	11.90	26.775	3.365	3.770	1.885	7.135	0.893	0.180	-0.296
-2	lempung berlanau berbatu padat coklat	6	6	6	9	0.1667	3.00	4.500	2.00	5.00	14.00	63.000	7.917	11.310	3.770	19.227	6.939	5.017	3.735
-3	lempung berlanau berbatu padat coklat	7	6.5	6.5	6.5	0.1538	5.17	5.833	2.54	6.35	15.70	91.583	11.509	8.168	6.493	19.677	7.164	5.197	3.885
-4	Lempung kelanauan padat kuning coklat	7	7	7	13.5	0.1429	6.50	6.750	3.00	7.50	16.50	111.375	13.996	16.965	8.168	30.960	12.806	9.710	7.646
-5	Lempung kelanauan padat kuning coklat	8	7.5	7.5	21	0.1333	7.00	7.250	2.00	5.00	14.00	101.500	12.755	26.389	8.796	39.144	16.898	12.984	10.374
-6	Lempung kelanauan padat kuning coklat	8	8	8	29	0.1250	7.50	7.750	3.00	7.50	16.50	127.875	16.069	36.442	9.425	52.512	23.582	18.331	14.830
-7	Lempung kelanauan padat kuning coklat	14	12	12	41	0.0741	9.67	11.583	1.44	3.60	13.20	152.900	19.214	51.522	12.147	70.736	32.694	25.620	20.905
-8	Lempung kelanauan padat kuning coklat	19	12	12	53	0.0526	13.50	16.250	2.02	5.05	14.00	227.500	28.588	66.602	16.965	95.190	44.921	35.402	29.056
-9	Lempung kelanauan padat kuning coklat	20	12	12	65	0.0500	17.50	18.750	2.60	6.50	16.00	300.000	37.699	81.681	21.991	119.381	57.016	45.078	37.120
-10	Lempung kelanauan padat kuning coklat	21	12	12	77	0.0476	20.00	20.500	2.00	5.00	14.00	287.000	36.065	96.761	25.133	132.827	63.739	50.457	41.602
-11	lempung berpasiran padat abu-abu coklat	20	12	12	89	0.0500	20.33	20.167	0.66	1.65	11.30	227.883	28.637	111.841	25.552	140.477	67.565	53.517	44.152
-12	lempung berpasiran padat abu-abu coklat	19	12	12	101	0.0526	20.00	19.500	2.00	5.00	14.00	273.000	34.306	126.920	25.133	161.227	77.939	61.817	51.088
-13	lempung berpasiran padat abu-abu coklat	26	12	12	113	0.0392	21.50	23.500	1.28	3.20	12.00	282.000	35.437	142.000	27.018	177.437	86.045	68.301	56.472
-14	lempung berpasiran padat abu-abu coklat	32	12	12	125	0.0313	25.50	28.750	2.14	5.35	15.20	437.000	54.915	157.080	32.044	211.995	103.323	82.124	67.991
-15	lempung berpasiran padat abu-abu coklat	42	12	12	137	0.0241	33.00	37.250	1.80	4.50	13.50	502.875	63.193	172.159	41.469	235.352	115.002	91.467	75.777
-16	lempung berpasiran padat abu-abu coklat	51	12	12	149	0.0196	41.50	46.250	2.10	5.25	14.00	647.500	81.367	187.239	52.150	268.606	131.629	104.768	86.861
-17	Batuan sangat padat	51	12	12	161	0.0196	47.83	49.417	2.10	5.25	14.00	691.833	86.938	202.319	60.109	289.257	141.954	113.029	93.745
-18	Batuan sangat padat	51	12	12	173	0.0196	51.00	51.000	2.10	5.25	14.00	714.000	89.724	217.398	64.088	307.122	150.887	120.175	99.700
-19	Batuan sangat padat	51	12	12	185	0.0196	51.00	51.000	2.10	5.25	14.00	714.000	89.724	232.478	64.088	322.202	158.427	126.207	104.727
-20	Batuan sangat padat	51	12	12	197	0.0196	51.00	51.000	2.10	5.25	14.00	714.000	89.724	247.558	64.088	337.281	165.967	132.239	109.753
-21	Batuan sangat padat	51	12	12	209	0.0196	51.00	51.000	2.10	5.25	14.00	714.000	89.724	262.637	64.088	352.361	173.507	138.270	114.780
-22	Batuan sangat padat	51	12	12	221	0.0196	51.00	51.000	2.10	5.25	14.00	714.000	89.724	277.717	64.088	367.441	181.046	144.302	119.806
-23	Batuan sangat padat	51	12	12	233	0.0196	51.00	51.000	2.10	5.25	14.00	714.000	89.724	292.796	64.088	382.520	188.586	150.334	124.833
-24	Batuan sangat padat	51	12	12	245	0.0196	51.00	51.000	2.10	5.25	14.00	714.000	89.724	307.876	64.088	397.600	196.126	156.366	129.859
-25	Batuan sangat padat	51	12	12	257	0.0196	51.00	51.000	2.10	5.25	14.00	714.000	89.724	322.956	64.088	412.680	203.666	162.398	134.886
-26	Batuan sangat padat	51	12	12	269	0.0196	51.00	51.000	2.10	5.25	14.00	714.000	89.724	338.035	64.088	427.759	211.206	168.430	139.912
-27	Batuan sangat padat	51	12	12	281	0.0196	51.00	51.000	2.10	5.25	14.00	714.000	89.724	353.115	64.088	442.839	218.745	174.462	144.939
-28	Batuan sangat padat	51	12	12	293	0.0196	51.00	51.000	2.10	5.25	14.00	714.000	89.724	368.195	64.088	457.919	226.285	180.493	149.966
-29	Batuan sangat padat	51	12	12	305	0.0196	51.00	51.000	2.10	5.25	14.00	714.000	89.724	383.274	64.088	472.998	233.825	186.525	154.992
-30	Batuan sangat padat	51	12	12	360	0.0196	51.00	51.000	2.10	5.25	14.00	714.000	89.724	835.664	64.088	925.388	460.020	367.481	305.789

#### 5.1.2.4 Perhitungan Efisiensi Tiang Pancang

Daya dukung kelompok tiang bukanlah berarti daya dukung satu tiang dikalikan dengan jumlah tiang. Hal ini karena intervensi ( tumpang tindihnya ) garis-garis tegangan dari tiang-tiang yang berdekatan ( group action ). Pengurangan gaya dukung kelompok tiang yang disebabkan oleh group action ini biasanya dinyatakan dalam suatu angka efisiensi.

Perhitungan efisiensi kelompok tiang berdasarkan rumus Converse-Labbarre :

$$\eta = 1 - \arctan \left( \frac{D}{K} \right) \frac{(n-1)m + (m-1)n}{90 \cdot m \cdot n}$$

$\eta$  = koefisien efisiensi kelompok tiang pancang

D = Diameter tiang pancang

K = Jarak antar tiang tegak lurus sumbu x

m = Jumlah tiang dalam satu kolom ( buah )

n = Jumlah tiang dalam satu baris ( buah )

$$\begin{aligned} \eta &= 1 - \arctan \left( \frac{D}{K} \right) \frac{(n-1)m + (m-1)n}{90 \cdot m \cdot n} \\ &= 1 - \arctan \left( \frac{0,4}{1,75} \right) \frac{(2-1) \times 5 + (5-1) \times 2}{90 \times 5 \times 2} \\ &= 0,8140 \end{aligned}$$

#### 5.1.2.5 Kontrol Kekuatan Tiang Pancang

Setelah mendapat P yang terjadi maka dilakukan analisis kontrol kekuatan tiang pancang terhadap gaya dan momen yang bekerja serta kontrol geser pons untuk mengetahui kemampuan beton menahan geser. Dari adhi karya klasifikasi direncanakan tiang pancang beton prategang dengan :

- Diameter tiang pancang (D) = 0,4 m
- Tebal ( d ) = 0,07 m
- Kelas = A2
- Mutu beton (  $f_c'$  ) = 50 Mpa
- Allowable axial load = 121,1 ton
- Bending momen Crack = 5,5 ton.m
- Bending momen ultimit = 8,3 ton.m
- Modulus elastisitas = 331674,841 kg/cm<sup>2</sup>
- Momen inersia = 125663,706 cm<sup>4</sup>

#### 1. Kontrol terhadap gaya aksial vertikal

Daya dukung suatu tiang harus ditinjau berdasarkan kekuatan tanah tempat tiang pancang ditanam. Hasil daya dukung yang terendah adalah yang menentukan yang dipakai sebagai daya dukung ijin tiang.

- Berdasarkan daya dukung tanah

Berdasarkan analisa perhitungan daya dukung tanah (data SPT) dari perumusan *Kazuto Nakazawa* didapatkan besarnya daya dukung ijin tanah terhadap pondasi tiang pancang prestressed concrete spun pile Ø 0,4 m dengan kedalaman 14 m diperoleh  $Q_{ijin}$  seperti tabel dibawah ini,

Tabel 5.16 Resume Pijin tiang pancang Ø 0,4 m pada kedalaman 14 m

Data tanah	P ijin beban sementara ( ton )	P ijin beban tetap ( ton )
Titik Abt 1	135	89

- Berdasarkan kekuatan bahan

Kekuatan tekan ( maksimal ) terhadap gaya aksial vertikal untuk tiang pancang berdiameter 0,4 m adalah 121,1 ton, sedangkan beban vertikal maksimal yang diterima tiang adalah 79,10 ton.

## 2. Kontrol terhadap beban horizontal

Gaya – gaya horisontal (  $H_x$  ) diperoleh dari gaya searah dengan arah sumbu x, diantaranya : Tekanan tanah dinamis akibat gempa + Beban rem + Beban 100% akibat gempa ( struktur atas + Abutment )

$$H_x = 11,55 \text{ ton} + 4,5 \text{ ton} + 203,75 \text{ ton} \\ = 219,81 \text{ ton}$$

Gaya – gaya horisontal (  $H_y$  ) diperoleh dari beban searah sumbu y, diantaranya : 30% akibat gempa ( Struktur atas + Abutment ) dan beban angin

$$H_y = 61,123 \text{ ton} + 1,370 \text{ ton} \\ = 62,50 \text{ ton}$$

$$H = (H_x^2 + H_y^2)^{0,5} \\ = (219,81^2 + 62,50^2)^{0,5} \\ = 228,518 \text{ ton}$$

$$H \text{ per tiang} = \frac{H}{\text{jumlah tiang}} \\ = \frac{228,518}{10} \\ = 22,852 \text{ ton}$$

Kemampuan tiang menahan gaya horizontal bila diijinkan adanya pergeseran posisi ujung tiang sebesar d.

$$\begin{aligned}
 H_a &= \frac{k \times D}{\beta} \times \delta a \\
 \beta &= \left( \frac{k \times D}{4 \times E \times I} \right)^{0,25} \\
 k &= 0,2 \times E_o \times D^{-3/4} \times y^{-1/2}
 \end{aligned}$$

Dimana :

$$\begin{aligned}
 H_a &= \text{Daya dukung horizontal yang diijinkan (kg)} \\
 k &= \text{Koefisien reaksi lapisan tanah di bawah permukaan ( kg )} \\
 D &= \text{Diameter tiang ( cm )} \\
 EI &= \text{kekakuan lentur tiang ( kg/cm}^{-1} \text{ )} \\
 \delta a &= \text{Besarnya pergeseran tiang normal ( cm ) = 1 cm} \\
 y &= \text{Besarnya pergeseran yang akan dicari (cm) = 1 cm} \\
 E_o &= \text{Modulus deformasi tanah} \\
 &= 28 \text{ N – SPT rata – rata pada kedalaman tiang pancang} \\
 k &= 0,2 \times 28 \times 18,78 \times 0,06 \times 1 \\
 &= 6,6125 \\
 \beta &= \left( \frac{k \times D}{4 \times E \times I} \right)^{0,25} \\
 &= \left( \frac{6,6125 \times 40}{4 \times 331674,841 \times 125664} \right)^{0,25} \\
 &= 0,006311 \\
 H_a &= \frac{k \times D}{\beta} \times \delta a \\
 &= \frac{6,6125 \times 40}{0,006311} \times 1 \\
 &= 41909,86 \text{ kg} \\
 &= 41,91 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 H \text{ per tiang} &< H_a \\
 22,85 \text{ ton} &< 41,91 \text{ ton}
 \end{aligned}
 \qquad \text{OK}$$

### 3. Kontrol terhadap momen

Momen maksimum yang terjadi pada ting pancang dihitung dengan persamaan :

$$\begin{aligned}
 M_m &= 0,2079 \times \frac{H}{2 \times \beta} \\
 &= 0,2079 \times \frac{22851,842}{2 \times 0,0616} \\
 &= 376387 \text{ kg.cm} \\
 &= 3,76 \text{ ton.m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_{\text{crack}} &> M_{\text{max}} \\
 5,5 \text{ ton.m} &> 3,76 \text{ ton.m}
 \end{aligned}
 \qquad \text{OK}$$

## 5.1.3 Kontrol Stabilitas Abutment

### 5.1.3.1 Kontrol Stabilitas Guling

Kontrol guling untuk mengetahui perbandingan besarnya gaya yang menahan abutmen dan yang mendorong / menggulingkan abutmen.

$$\frac{\Sigma \text{ Momen Penahan}}{\Sigma \text{ Momen Guling}} > 1,1$$

#### 1. Momen penahan guling

$\Sigma$ momen penahan merupakan total dari gaya yang bekerja untuk menahan abutmen agar tidak terjadi guling dan dikalikan dengan faktor ultimit dari gaya.

*Gambar 5.9 Letak titik guling A pada Abutment ( Abt 1 )*

Tabel 5.17 Berat timbunan tanah *diatas pile cap*

Segmen	luasn (m )		berat jenis	lebar	Berat	x	Momen
	h	b	Ton/m3	m	Ton	m	Ton.m
1	1.40	0.31	1.8	9.4	7.22484	1.05	7.586082
2	0.25	0.25	1.8	9.4	1.0575	0.47	0.497025
3	0.85	0.25	1.8	9.4	3.5955	0.77	2.768535
4	0.15	0.55	1.8	9.4	1.3959	1.02	1.416839
Total							12.26848



Tabel 5.18 Rekapitulasi momen penahan abutment

Gaya Penahan	V	Lengan	Faktor	Momen
	Ton	m	Ultimit	Ton.m
Bangunan Atas	97.47991	2.8	1.3	354.8269
Abutment	87.75	0.92	1.3	105.4114
Beban tanah poer 1	7.22484	1.05	1.25	9.482603
Beban tanah poer 2	1.0575	0.47	1.25	0.621281
Beban tanah poer 3	3.5955	0.77	1.25	3.460669
Beban tanah poer 4	1.3959	1.015	1.25	1.771048
Total				475.5739

2. Momen penyebab guling
- Momen penyebab guling diambil dari beban tekanan tanah akibat beban rencana kendaraan.

Tabel 5.19 rekapitulasi momen guling abutment

Gaya Guling	V	Lengan	Faktor	Momen
	Ton	m	Ultimit	Ton.m
Tek tanah aktif 1	5.38	0.80	1.25	5.35
Tek tanah aktif 2	7.13	0.53	1.25	4.72
Total				10.07

$$\frac{475,574}{10,070} > 1,1$$

OK

$$47,23 > 1,1$$

OK

5.1.3.2 Kontrol Stabilitas Geser

Pada kontrol geser abutmen adalah membandingkan besarnya gaya tahanan lateral ultimit dengan gaya lateral ultimit pada dinding abutmen.

$$\frac{\Sigma \text{ Penahan Lateral}}{\Sigma \text{ Gaya Lateral}} > 1,1$$

1. Tahanan lateral ultimate
- Berat sendiri abutment ( P ) = 87,75 ton
- Sudut geser tanah (  $\phi$  ) = 30°
- Nilai kohesi tanah ( Cu ) = 5 Kpa
- Nilai kohesi tanah reduksi ( Cu' )

$$\begin{aligned}
&= K_{rc} \times C_u \\
&= 0,7 \times 5 \\
&= 3,5 \text{ kpa} \\
&\text{Luas bidang kontak efektif ( } A_{eff} \text{ )} \\
&= B_{eff} \times L_{eff} \\
&= 9,4 \times 5 \\
&= 47 \text{ m}^2
\end{aligned}$$

Kondisi tanah di pondasi tiang pancang abutment merupakan tanah kohesif :

$$\begin{aligned}
R_s &= 0,4 \times A_{eff} \times C_u' \\
&= 0,4 \times 47 \times 0,35 \\
&= 6,58 \text{ ton}
\end{aligned}$$

Kondisi tanah di pondasi tiang pancang abutment merupakan tanah tidak kohesif :

$$\begin{aligned}
R_s &= P \times \tan \phi \\
&= 87,75 \times 0,58 \\
&= 50,663 \text{ ton}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
&\text{Total gaya penahan lateral ultimit} \\
&= 50,663 + 6,58 \\
&= 57,243 \text{ ton}
\end{aligned}$$

## 2. Gaya lateral ultimate

$$\text{Tinggi timbunan (H)} = 1,59 \text{ m}$$

$$\text{Kedalaman tiang pancang (H}_p\text{)} = 14 \text{ m}$$

$$\text{Sudut geser tanah (}\phi\text{)} = 30^\circ$$

$$\text{Tan } \phi = 0,577$$

$$\text{Nilai kohesi tanah (C}_u\text{)}$$

$$= \tan^{-1} (K_{rc} \times \phi)$$

$$= \tan^{-1} (0,8 \times 0,577)$$

$$= 24,791^\circ$$

$$\text{Nilai kohesi tanah (C}_u\text{)} = 5 \text{ Kpa}$$

Kondisi tanah timbunan di belakang abutmen merupakan tanah non kohesif :

$$K_a = \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi}$$

$$= \frac{1-0,419}{1+0,419}$$

$$= 0,409$$

Pa = Tekanan tanah akibat non kohesi

$$= (0,5 \times \gamma t \times H \times Ka)$$

$$= 0,93 \text{ ton}$$

Pa.T = Tekanan tanah akibat lapisan 0,6m

$$= (\gamma t \times H \times Ka)$$

$$= 1,17 \text{ ton}$$

$\Sigma$  Gaya lateral

$$= Pa + Pa.T$$

$$= 0,93 + 1,17$$

$$= 2,10 \text{ ton}$$

Kondisi tanah di pondasi tiang pancang abutment merupakan tanah kohesif :

$$P_T = \gamma t \times H_p - (2 \times Cu)$$

$$= 2,862 - 0,7$$

$$= 2,162 \text{ ton}$$

Total gaya lateral ultimit

$$= 2,10 + 2,162$$

$$= 4,26 \text{ ton}$$

Kontrol :

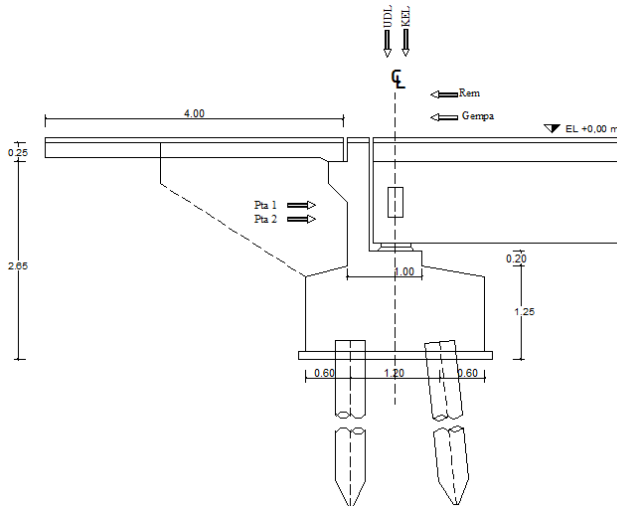
$$\frac{57,243}{4,26} > 1,1$$

$$13,425 > 1,1 \quad \text{OK}$$

#### 5.1.4 Perhitungan Pile Cap

Perhitungan analisis pile cap berdasarkan pembebanan dalam keadaan batas ( ultimit ). Beban yang dihitung dari beban P yang terjadi pada tiang pancang, dibawah ini analisis perencanaan pile cap.

#### 5.1.4.1 Analisis gaya dan momen pile cap

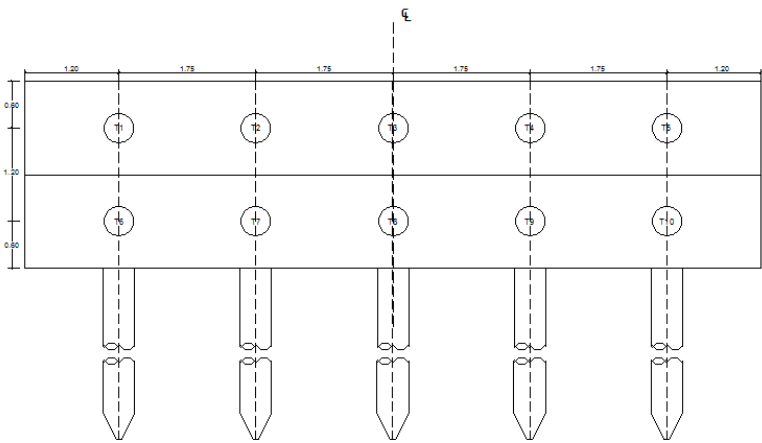


*Gambar 5.10 Beban pada Pile Cap Abutment (Abt 1 )*

Tabel 5.20 Perhitungan Gaya dan Momen pada Center Pile Cap (Abt 1

No	URAIAN	Faktor	V	Hx	Hy	x	y	z	Mx	My
		Beban	ton	ton	ton	m	m	m	tonm	tonm
I	Beban Tetap									
	Struktur Atas	1.30	97.48							
	Abutment	1.30	87.75			0.56			49.34	
	Tek. Tanah Aktif 1	1.25		12.51					8.06	
II	Peng. Beban Hidup									
	BTR + BGT	2.00	7.90							
	Beban pejalan kaki	2.00	14.00							
	Beban Rem	2.00		4.50				2.80	12.60	
	Beban Angin	1.20			1.37					2.84
III	Aksi Lain ( Gempa )									
	Eq Struktur Atas	1.00		107.23	107.23				144.76	144.76
	Eq Abutment	1.00		96.53	96.53				89.19	89.19
	Eq Tek. Tanah Dinamis	1.00		11.55				0.80	9.19	

)



Gambar 5.11 Konfigurasi Tiang Pancang Abutment (Abt 1 )

- $x$  = Jarak tiang terhadap sumbu  $x$  ( m )  
 = 1,2 m  
 $y$  = Jarak terhadap sumbu  $y$  ( m )  
 = 1,75 m  
 $n$  = Jumlah tiang pancang  
 = 10

Kombinasi yang dipakai untuk menghitung pile cap  
antara lain :

**Kombinasi 1 ( 1,3D + 2L + 2Tb + 1,2Tew + 1,25Ta )**

*Tabel 5.21 Kombinasi 1*

No	Aksi / Beban	Fak. Beb.	Vu ton	Hx ton	Hy ton	Mx tonm	My tonm
1	Berat sendiri	1.30	240.80			64.14	
2	Tekanan Aktif	1.25		15.64		10.07	
3	Beban lajur	2.00	15.80				
4	Beban pejalan	2.00	28.00				
5	Beban rem	2.00		9.00		25.20	
6	Beban angin	1.20			1.64		3.41
	Total		284.60	24.64	1.64	99.41	3.41

$$\begin{aligned}
 V_u &= 284,60 \text{ ton} \\
 H_x &= 24,64 \text{ ton} \\
 H_y &= 1,64 \text{ ton} \\
 M_x &= 99,41 \text{ ton.m} \\
 M_y &= 3,41 \text{ ton.m}
 \end{aligned}$$

**Kombinasi 2 ( 1,3D + 30%Ex + Ey )**

*Tabel 5.22 Kombinasi 2*

No	Aksi / Beban	Fak. Beb.	Vu ton	Hx ton	Hy ton	Mx tonm	My tonm
1	Berat sendiri	1.30	240.80			64.14	
2	Beban gempa	1.00		61.13	203.75	70.19	233.95
3	Tek. Tanah Dinamis	1.00		11.55		9.19	
	Total		240.80	72.68	203.75	143.5	233.95

$V_u = 240,80 \text{ ton}$   
 $H_x = 72,68 \text{ ton}$   
 $H_y = 203,75 \text{ ton}$   
 $M_x = 143,5 \text{ ton.m}$   
 $M_y = 233,95 \text{ ton.m}$

**Kombinasi 3 ( 1,3D + Ex + 30%Ey )**

*Tabel 5.23 Kombinasi 3*

No	Aksi / Beban	Fak. Beb.	Vu ton	Hx ton	Hy ton	Mx tonm	My tonm
1	Berat sendiri	1.30	240.80			304.1	
2	Beban gempa	1.00		203.75	61.13	233.95	70.19
3	Tek. Tanah Dinamis	1.00		11.55		9.19	
	Total		240.80	215.31	61.13	547.3	70.19

$V_u = 240,80 \text{ ton}$   
 $H_x = 21531 \text{ ton}$   
 $H_y = 61,13 \text{ ton}$   
 $M_x = 547,3 \text{ ton.m}$   
 $M_y = 70,19 \text{ ton.m}$

Dari kombinasi dan konfigurasi diatas, maka perhitungan daya dukung tiang pancang dapat menggunakan rumus :

$$P = \frac{V}{n} \pm \frac{Mx*y}{\sum y^2} \pm \frac{My*x}{\sum x^2}$$

P = Gaya aksial yang terjadi pada 1 tiang ( ton )  
V = Total gaya aksial ( ton )  
n = Jumlah tiang pancang ( buah )  
Mx = Momen sumbu x ( ton.m )  
My = Momen subu y ( ton.m )

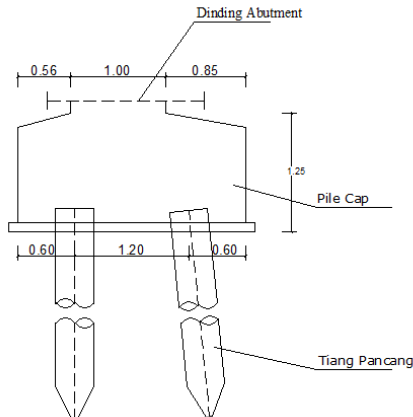
y = Jarak tiang terhadap sumbu x ( m )

x = Jarak tiang terhadap sumbu y ( m )

*Tabel 5.24 Perhitungan kemampuan gaya aksial per tiang*

No	x	y	x <sup>2</sup>	y <sup>2</sup>	Komb. 1	Komb. 2	Komb. 3
	m	m	m	m	ton	ton	ton
1	-0.6	-3.5	0.36	12.25	11.70	-13.21	-71.14
2	-0.6	-1.75	0.36	3.0625	11.79	-6.52	-69.14
3	-0.6	0	0.36	0	11.89	0.16	-67.13
4	-0.6	1.75	0.36	3.0625	11.99	6.85	-65.13
5	-0.6	3.5	0.36	12.25	12.09	13.53	-63.12
6	0.6	-3.5	0.36	12.25	44.83	34.63	111.28
7	0.6	-1.75	0.36	3.0625	44.93	41.31	113.29
8	0.6	0	0.36	0	45.03	48.00	115.29
9	0.6	1.75	0.36	3.0625	45.12	54.68	117.30
10	0.6	3.5	0.36	12.25	45.22	61.37	119.30
Total			3.6	61.25			

### *Perhitungan Momen*



*Gambar 5.12 Analisa Gaya dan Momen pada Pile Cap (Abt 1*



Tabel 5.25 Perhitungan reaksi tiang pancang

Tiang Pancang	P komb 1 ton	P komb 2 ton	P komb 3 ton
Σ P1	284.60	240.80	240.80
Σ P2	90.35	116.05	236.60

Tabel 5.26 Perhitungan Momen pile Cap

Reaksi Akibat	Jarak terh center poer	Momen		
		Komb 1	Komb 2	Komb 3
Σ P1	1.20	341.52	288.96	288.96
Σ P2	1.20	108.42	139.26	283.92

Sehingga untuk perencanaan penulangan pile cap dipakai hasil reaksi dari kombinasi 1 (1,3D + 2L + 2Tb + 1,2Tew + 1,25Ta ). Momen yang dipakai untuk perhitungan penulangan pada pile cap adalah.

Mu = 341,52 ton.m

Mu per meter = 36,332 ton.m/m'

5.1.4.2 Perhitungan penulangan Pile Cap

- Penulangan Lentur

Mu = 36.331772 kN.m

fc' = 25 MPa

fy = 320 MPa

H = 1150 mm

B = 1000 mm

d' = 55 mm

d = 1095 mm

ϕ = 0.8

$M_n = \frac{Mu}{\phi} = \frac{36.3317723}{0.8} = 45.41471537 \text{ tonm}$

$R_n = \frac{M_n}{b \times d^2} = \frac{45.4147 \times 10000000}{1000 \times 1199025} = 0.379 \text{ N/mm}^2$

$\rho_b = \frac{\beta_1 \times 0.85 \times f_c'}{f_y} \left( \frac{600}{600 + f_y} \right)$

$$\begin{aligned}
&= \frac{0.85 \times 0.85 \times 25}{320} \left( \frac{600}{600 + 320} \right) \\
&= 0.0368 \\
\rho_{\min} &= \frac{1.4}{f_y} = \frac{1.4}{320} = 0.004375 \\
\rho_{\max} &= 0.75 \times \rho \\
&= 0.0276 \\
m &= \frac{f_y}{0.85 \times f_c'} = \frac{320}{0.85 \times 25} = 15.06 \\
\rho &= \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right) \\
&= \frac{1}{15.06} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15.06 \times 0.3788}{320}} \right) \\
&= 0.00119
\end{aligned}$$

$$\begin{array}{ccccc}
\text{Cek} & \rho_{\min} & < & \rho & < & \rho_{\max} \\
& 0,004375 & < & 0,00119 & < & 0,0276
\end{array}$$

Luas tulangan yang diperlukan

$$\begin{aligned}
A_s &= \rho \times b \times d \\
&= 0.0044 \times 1000 \times 1095 \\
&= 4790.625 \text{ mm}^2
\end{aligned}$$

Direncanakan tulangan lentur D-32

$$\begin{aligned}
A_s &= 0.25 \times \pi \times D^2 \\
&= 0.25 \times 3.14 \times 1024 \\
&= 803.84 \text{ mm}^2
\end{aligned}$$

Menentukan jarak yang diperlukan

$$S = \frac{A_s \text{ pasang} \times b}{A_s \text{ perlu}}$$

420

$$= \frac{803.84 \times 1000}{167.79} = 4790.63 \text{ mm}$$

Maka dipasang tulangan utama D32 – 130 (  $A_s = 6183,385 \text{ mm}^2$  )

- **Penulangan Bagi**

$$\begin{aligned} A_s' &= 20\% \times A_s \\ &= 20\% \times 4790.625 \\ &= 958.125 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Direncanakan tulangan bagi D-16

$$\begin{aligned} A_s &= 0.25 \times \pi \times D^2 \\ &= 0.25 \times 3.14 \times 256 \\ &= 200.96 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Menentukan jarak yang diperlukan,

$$\begin{aligned} S &= \frac{A_s \text{ pas} \times b}{A_s \text{ perlu}} \\ &= \frac{200.96 \times 1000}{958.13} \\ &= 209.74 \text{ mm} \end{aligned}$$

Maka dipasang tulangan bagi D16 - 200 (  $A_s = 1004,8 \text{ mm}$  )

- **Tulangan tekan**

Luas tulangan yang diperlukan,

$$\begin{aligned} A_s &= \rho_{\min} \times b \times d \\ &= 0.004 \times 1000 \times 1095 \\ &= 4791 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Direncanakan tulangan tekan D-29

$$\begin{aligned}
 A_s &= 0.25 \times \pi \times D^2 \\
 &= 0.25 \times 3.14 \times 841 \\
 &= 660.185 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Menentukan jarak yang diperlukan,

$$\begin{aligned}
 S &= \frac{A_s \text{ pasang} \times b}{A_s \text{ perlu}} \\
 &= \frac{660.185 \times 1000}{4790.63} \\
 &= 137.81 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Maka dipasang tulangan tekan D29 – 130 (  $A_s = 5078,346 \text{ mm}^2$  )

- **Kontrol Geser Pons**

$$V_c = \frac{1}{6} \times \sqrt{f_c'} \times b \times d$$

$$\begin{aligned}
 b &= ( \pi + \phi_{TP} ) + h \\
 &= 1256 + 1150 \\
 &= 2406 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 d &= h_{\text{pons}} - d' \\
 &= 1150 - 55 \\
 &= 1095 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_c &= \frac{1}{6} \times \sqrt{f_c'} \times b \times d \\
 &= \frac{1}{6} \times \sqrt{25} \times 2406 \times 1095 \\
 &= 2195475 \text{ N} \\
 &= 220 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_u &= \frac{P_{\text{maks}}}{\phi} \\
 &= \frac{124.09}{0.7} \\
 &= 177.26702 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

$$\begin{array}{rcl}
 V_c & > & V_u \\
 219.55 & > & 177.27 \quad \text{OK}
 \end{array}$$

- **Penulangan Geser**

$f_c' =$	25	MPa	$d' =$	50	mm
$f_y =$	280	MPa	$d =$	1100	mm
$H =$	1150	mm	$\phi =$	0.7	
$B =$	1000	mm	$D =$	13	mm

$$\begin{aligned}
 V_u &= 284.60 \text{ ton} \\
 V_u &= 284,60 \text{ ton} \\
 V_u \text{ per meter} &= \frac{284,60}{9,4} \\
 &= 30,2765 \text{ ton} \\
 &= 302764,77 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_c &= \frac{1}{6} \times b \times d \times \sqrt{f_c'} \\
 &= \frac{1}{6} \times 1000 \times 1100 \times \sqrt{25} \\
 &= 916666,67 \text{ N} \\
 V_{s \text{ min}} &= \frac{b \times d}{3} \\
 &= \frac{1000 \times 1100}{3} \\
 &= 366666,667 \text{ N}
 \end{aligned}$$

Kontrol,

$$\begin{aligned}
 \text{d. } V_u &\leq 0,5 \times \phi \times V_c \\
 302764,77 &\geq 320833,333 \text{ (OK)}
 \end{aligned}$$

- e.  $0,5 \times \emptyset \times V_c \leq V_u \leq \emptyset \times V_c$   
 $320833,333 \leq 302764,77 \leq 641666,667$   
 ( TIDAK OK )
- f.  $\emptyset \times V_c \leq V_u \leq \emptyset ( V_c + V_{s \min} )$   
 $641666,667 \geq 302764,77 \leq 898333,333$   
 ( TIDAK OK )
- g.  $\emptyset ( V_c + V_{s \min} ) \leq V_u \leq \emptyset ( V_c + 1/3 \times \sqrt{f_c'} \times b \times d )$   
 $898333,333 \geq 302764,77 \leq 1925000$   
 ( TIDAK OK )
- h.  $( V_c + 1/3 \times \sqrt{f_c'} \times b \times d ) \leq V_u \leq \emptyset ( V_c + 2/3 \sqrt{f_c'} \times b \times d )$   
 $1925000 \geq 302764,77 \leq 3208333,33$   
 (TIDAK OK )

Didapatkan dari kontrol perhitungan diatas masuk pada kondisi 1. Maka tidak perlu tulangan geser. Walaupun tidak menggunakan tulangan geser tapi untuk menjaga kestabilan struktur maka tetap direncanakan menggunakan tulangan geser 6 kaki dengan Ø12.

$$\begin{aligned}
 A_v &= 6 \times A_s \\
 &= 6 \times 0,25 \times \pi \times \emptyset^2 \\
 &= 6 \times 0,25 \times 3,14 \times 144 \\
 &= 678,24 \text{ mm}^2 \\
 S &= \frac{A_s \times f_y \times d}{V_s} \\
 &= \frac{678,24 \times 280 \times 1100}{366666,667} \\
 &= 569,722 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

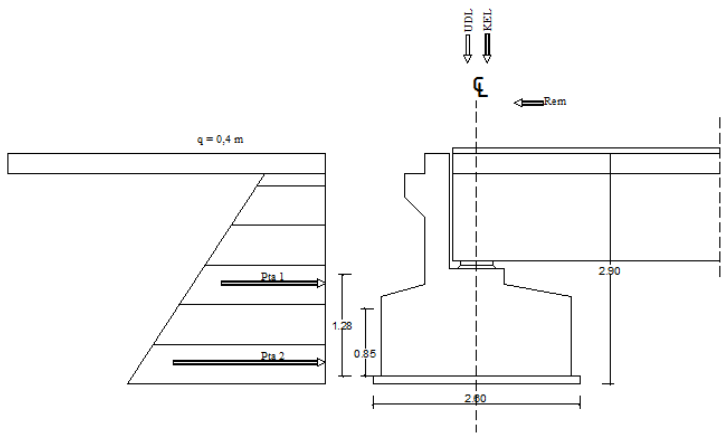
Maka untuk tulangan geser digunakan Ø 12 -400

5.1.5 Perhitungan Dinding Abutment

Perhitungan analisis pada dinding abutment berdasarkan pembebanan dalam keadaan batas ( ultimate). Berikut ini analisis perencanaan dinding abutment.

5.1.5.1 Analisis pembebanan dinding abutment

Analisis pembebanan dinding abutment ditunjukkan pada gambar 5.12 dengan beban yang bekerja yakni, beban sendiri, beban rem, beban tekanan tanah, dan beban gempa



Gambar 5.13 Analisa pembebanan pada dinding abutment (Abt 1 )

Data		
Panjang,	L	= 1 m
Lebar,	b	= 7 m
Tinggi,	h	= 0,2 m
Decking,	d'	= 55 mm
Tebal efektif,	d	= 945 mm
Diameter Tul.lentur		= 32mm
Diameter Tul.geser		= 16 mm
Mutu Baja Tulangan D>12mm, fy		= 320 mpa

Mutu baja tulangan $D < 12\text{mm}$ , $f_y$	= 280 Mpa
Kuat tekan beton, $f_c'$	= 29 Mpa
Faktor reduksi kekuatan lentur, $\phi$	= 0,8
Faktor reduksi kekuatan geser, $\phi$	= 0,7
Timbunan Tanah, $H$	= 1,59 m
Sudut geser tanah, $\phi$	= $30^\circ$
$\gamma$ Volume Tanah	= $18 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$

Berikut ini pembebanan pembebanan yang terjadi pada dinding abutment :

1. Beban sendiri

$$\begin{aligned} q &= h \times L \times W_c \\ &= 0,2 \times 1 \times 25 \\ &= 5 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

2. Beban long stopper

$$\begin{aligned} q &= h \times L \times W_c \\ &= 1,45 \times 0,3 \times 25 \\ &= 10,875 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

3. Berat korbel

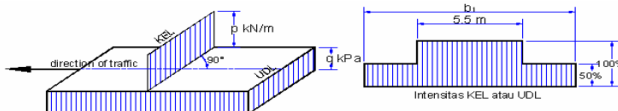
$$\begin{aligned} q &= h \times L \times W_c \\ &= 0,425 \times 0,25 \times 25 \\ &= 2,66 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

4. Berat rem

$$\begin{aligned} TB &= 250 \text{ kN} \\ q &= \frac{TB}{b} \\ &= \frac{250}{7} \\ &= 35,71 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

5. Beban hidup lalu lintas





Gambar 5.14 Asumsi beban hidup lalu lintas

$$P_{BGT} = 49 \text{ kN/m}$$

$$q_{BTR} = 9 \text{ kN/m}^2$$

$$V_{BTR}$$

$$= (5,5 \times q_{BTR}) + ((b - 5,5) \times 0,5 \times q_{BTR}) \times L$$

$$= (5,5 \times 9) + ((7 - 5,5) \times 0,5 \times 9) \times 14$$

$$= 72 \text{ kN}$$

$$V_{BGT}$$

$$= (5,5 \times (p_{BGT} \times (1 + DLA)) + (b - 5,5 \times (p_{BGT} \times (1 + DLA))))$$

$$= (5,5 \times (49 \times (1 + 0,4)) + (7 - 5,5 \times (49 \times (1 + 0,4))))$$

$$= 7 \text{ kN}$$

$$q_{BTR} = \frac{V_{BTR}}{By}$$

$$= \frac{72}{7}$$

$$= 10,29 \text{ kN/m}$$

$$q_{BGT} = \frac{V_{BGT}}{By}$$

$$= \frac{7}{7}$$

$$= 1 \text{ kN/m}$$

6. Beban 1/2 bangunan atas

$$q_{abt} = \frac{V_{abt}}{b}$$

$$= \frac{974,799}{9,4}$$

$$= 103,702 \text{ kN/m}$$

7. Beban tekanan tanah aktif

$$q = 0,6 \times y_t$$

$$= 0,6 \times 18$$

$$= 10,8 \text{ kN/m}^2$$

$$P_{Ta1} = q \times K_a \times h$$

$$\begin{aligned}
 &= 10,8 \times 0,33 \times 0,2 \\
 &= 0,72 \text{ kN/m} \\
 P_{Ta1} &= 0,5 \times K_a \times \gamma t \times h^2 \\
 &= 0,5 \times 0,33 \times 18 \times 0,2^2 \\
 &= 0,12 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

8. Beban tekanan tanah aktif pada gempa

$$\begin{aligned}
 E_{AE} &= \frac{\gamma t \times H^2}{2} \times (1 - K_v) \times K_{AE} \\
 &= \frac{18 \times 0,2^2}{2} \times (1 - 0) \times 0,54 \\
 &= 0,19447 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

9. Beban Gempa

- Beban gempa akibat bangunan atas

$$\begin{aligned}
 E_Q &= \frac{C_{sm}}{R} \times Wt \\
 &= \frac{1,1}{1} \times 947,7991 \\
 &= 1072,279 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 q &= \frac{E_Q}{B} \\
 &= \frac{1072,279}{9,4} \\
 &= 114,07 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

- Beban gempa breast wall

$$\begin{aligned}
 E_Q &= \frac{C_{sm}}{R} \times Wt \\
 &= \frac{C_{sm}}{R} \times q \times x \times b \\
 &= \frac{1,1}{1,5} \times 5 \times 9,4 \\
 &= 34,467 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 q &= \frac{E_Q}{B} \\
 &= \frac{34,467}{9,4} \\
 &= 3,67 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

- Beban gempa long stopper

$$E_Q = \frac{C_{sm}}{R} \times Wt$$

$$\begin{aligned} &= \frac{C_{sm}}{R} \times q \times b \\ &= \frac{1,1}{1,5} \times 10,875 \times 9,4 \\ &= 74,965 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} q &= \frac{E_Q}{B} \\ &= \frac{74,965}{9,4} \\ &= 7,98 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

- Beban gempa korbel

$$\begin{aligned} E_Q &= \frac{C_{sm}}{R} \times Wt \\ &= \frac{1,1}{1,5} \times q \times b \\ &= \frac{1,1}{1,5} \times 2,66 \times 9,4 \\ &= 18,310 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} q &= \frac{E_Q}{B} \\ &= \frac{18,310}{9,4} \\ &= 1,95 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

5.1.5.2 Perhitungan Momen dan Gaya dinding abutment

- Kombinasi 1 ( 1,3 D + 2L + 2T<sub>B</sub> + 1,2 T<sub>EW</sub> + 1,25 T<sub>a</sub> )

Tabel 5.27 Kombinasi 1 Dinding abutment

No	Aksi / Beban	Fak. Beb.	Vu kN/m	Hx kN/m	Lengan m	Mx kN.m/m'
1	Berat sendiri	1.30	24.09		0.00	0.00
2	Berat korbel	1.30	3.45		0.10	0.35
3	Berat long stop	1.30	14.14		0.15	2.12
4	Tek. Aktif 1	1.25		0.90	0.10	0.09
5	Tek. Aktif 2	1.25		0.15	0.07	0.01
5	UDL + P <sub>KEL</sub>	2.00	22.57		0.00	0.00
6	Beban Rem	2.00		71.43	0.20	14.29
	Total		64.25	72.48		16.85

- Kombinasi 2 ( 1,3 D + 1 EQ + 1 Taq )

*Tabel 5.28 kombinasi 2 Dinding abutment*

No	Aksi / Beban	Fak. Beb.	Vu kN/m	Hx kN/m	Lengan m	Mx kN.m/m'
1	Berat sendiri	1.30	24.09		0.00	0.00
2	Gempa Bang. Atas	1.00		114.07	0.20	22.81
3	Gempa Breast Wall	1.00		3.67	1.25	4.58
4	Gempa Korbek	1.00		1.95	2.43	4.72
5	Gempa Long Stop	1.00		7.98	2.07	16.51
6	Tek. Tanah. Dinamis	1.00		0.19	0.10	0.02
	Total		24.09	127.86		48.65

Untuk penulangan dinding abutment dipakai hasil reaksi dari kombinasi 2 ( 1,3 D + 1 EQ + 1 Taq ). Momen yang dipakai untuk perencanaan penulangan dinding abutment sebesar : 216,96 kN/m.

### 5.1.5.3 Perhitungan Penulangan Dinding Abutment

- **Perhitungan tulangan lentur**

$$\begin{aligned}
 m &= \frac{fy}{0,85 fc} \\
 &= \frac{320}{0,85 \times 25} \\
 &= 15,06
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Mn &= \frac{Mu}{\phi} \\
 &= \frac{48,6492 \text{ kNm}}{0,8} \\
 &= 60,8115 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Rn &= \frac{Mn}{b \times d^2} \\
 &= \frac{60,81 \times 1000000}{1000 \times 945^2} \\
 &= 0,068 \text{ N/mm}^2
 \end{aligned}$$

$$b\ 1 \quad = 0,85\ f_c' \leq 25\ Mpa$$

$$\begin{aligned}\rho_{\text{balance}} &= \frac{0,85 \times \beta_1 \times f_c'}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y} \\ &= \frac{0,85 \times 0,85 \times 25}{320} \times \frac{600}{600 + 320} \\ &= 0,037\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\rho_{\text{max}} &= 0,75 \times \rho_{\text{balance}} \\ &= 0,75 \times 0,037 \\ &= 0,0276\end{aligned}$$

$\rho_{\text{perlu}}$

$$\begin{aligned}&= \frac{1}{m} \times \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right] \\ &= \frac{1}{15,06} \times \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15,06 \times 0,068}{320}} \right] \\ &= 0,0002 \\ \rho_{\text{min}} &= \frac{1,4}{f_y} \\ &= \frac{1,4}{320} \\ &= 0,0044\end{aligned}$$

Kontrol,  $\rho_{\text{min}} > \rho_{\text{perlu}} > \rho_{\text{max}}$

Dari kontrol yang didapat  $\rho_{\text{perlu}} \leq \rho_{\text{min}}$ , maka digunakan  $\rho_{\text{min}}$  yaitu = 0,0044

Luas tulangan yang diperlukan

$$\begin{aligned}A_s &= \rho \times b \times d \\ &= 0,0044 \times 1000 \times 945 \\ &= 4134,38\ \text{mm}^2\end{aligned}$$

Direncanakan tulangan D29

$$\begin{aligned}A_s &= \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \\ &= \frac{1}{4} \times 3,14 \times 29^2 \\ &= 660,185\ \text{mm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 S &= \frac{As \times b}{As \text{ perlu}} \\
 &= \frac{660,185 \times 1000}{4134,38} \\
 &= 159,68 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Maka untuk tulangan lentur digunakan D29 -150 (  $As = 5281,48 \text{ mm}^2$  )

- **Perhitungan tulangan bagi**

$$\begin{aligned}
 As' &= 20\% \times As \\
 &= 20\% \times 4134,38 \\
 &= 826,875 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Direncanakan tulangan D13

$$\begin{aligned}
 As &= \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \\
 &= \frac{1}{4} \times 3,14 \times 16^2 \\
 &= 200,96 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 S &= \frac{As \times b}{As \text{ perlu}} \\
 &= \frac{200,96 \times 1000}{826,875} \\
 &= 243,04 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Maka untuk tulangan bagi digunakan D16-200 (  $As = 1004,8 \text{ mm}^2$  )

- **Perhitungan tulangan geser**

$$\begin{aligned}
 Vu &= 64,3 \text{ kN} \\
 &= 64252,7 \text{ N} \\
 Vc &= \frac{1}{6} \times b \times d \times \sqrt{f'c'} \\
 &= \frac{1}{6} \times 1000 \times 945 \times \sqrt{25} \\
 &= 787500 \text{ N} \\
 V_{s \text{ min}} &= \frac{b \times d}{3} \\
 &= \frac{1000 \times 945}{3}
 \end{aligned}$$

$$= 315000 \text{ N}$$

Kontrol,

1.  $V_u \leq 0,5 \times \phi \times V_c$   
 $64252,7 \geq 275625$   
 (OK )
2.  $0,5 \times \phi \times V_c \leq V_u \leq \phi \times V_c$   
 $275625 \leq 64252,7 \leq 551250$   
 ( TIDAK OK )
3.  $\phi \times V_c \leq V_u \leq \phi ( V_c + V_{s \min} )$   
 $551250 \geq 64252,7 \leq 771750$   
 ( TIDAK OK )
4.  $\phi ( V_c + V_{s \min} ) \leq V_u \leq \phi ( V_c + 1/3 \times \sqrt{f_c'} \times b \times d )$   
 $771750 \geq 64252,7 \leq 1653750$   
 ( TIDAK OK )
5.  $( V_c + 1/3 \times \sqrt{f_c'} \times b \times d ) \leq V_u \leq \phi ( V_c + 2/3 \sqrt{f_c'} \times b \times d )$   
 $1653750 \geq 64252,7 \leq 2756250$   
 ( TIDAK OK )

Didapatkan dari kontrol perhitungan diatas masuk pada kondisi 1. Maka tidak perlu tulangan geser. Walaupun tidak menggunakan tulangan geser tapi untuk menjaga kestabilan struktur maka tetap direncanakan menggunakan tulangan geser 2 kaki dengan Ø12.

$$\begin{aligned}
 A_v &= 2 \times A_s \\
 &= 2 \times 0,25 \times \pi \times \phi^2 \\
 &= 2 \times 0,25 \times 3,14 \times 144 \\
 &= 226,08 \text{ mm}^2 \\
 S &= \frac{A_s \times f_y \times d}{V_s} \\
 &= \frac{678,24 \times 320 \times 945}{315000} \\
 &= 162,78 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

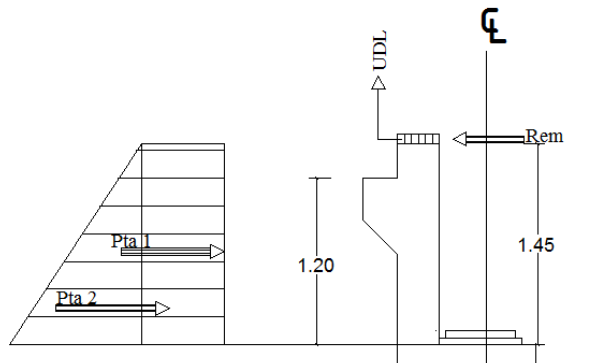
Maka untuk tulangan geser digunakan  $\emptyset 2 - 150$   
( $A_s = 361,728 \text{ mm}^2$ )

### 5.1.6 Perhitungan Longitudinal Stopper

Perhitungan analisis longitudinal stopper berdasarkan pembebanan dalam keadaan batas (ultimate). Berikut ini analisis perencanaan longitudinal stopper.

#### 5.1.6.1 Analisis Pembebanan longitudinal Stopper

Analisis pembebanan longitudinal stopper ditunjukkan pada gambar 5.14 dengan beban yang bekerja yaitu beban sendiri, beban rem, beban tekanan tanah aktif, beban korbél, beban tekanan tanah akibat gempa, dan beban gempa.



Gambar 5.15 Pembebanan pada longitudinal stopper (Abt 1 )

Data

Panjang,

$L = 0,3 \text{ m}$

Lebar,

$b = 9,4 \text{ m}$

Tinggi,

$h = 1,45 \text{ m}$

Decking,

$d' = 30 \text{ mm}$

Tebal efektif,

$d = 270 \text{ mm}$



Diameter Tul.lentur		= 25 mm
Diameter Tul.geser		= 13 mm
Mutu Baja Tulangan $D > 12\text{mm}$ , $f_y$		= 320 mpa
Mutu baja tulangan $D < 12\text{mm}$ , $f_y$		= 280 Mpa
Kuat tekan beton, $f_c'$		= 29 Mpa
Faktor reduksi kekuatan lentur, $\phi$		= 0,8 Mpa
Faktor reduksi kekuatan geser, $\phi$		= 0,7 Mpa
Timbunan Tanah,	H	= 1,20 m
Sudut geser tanah,	$\phi$	= $30^\circ$
$\gamma$ Volume Tanah		= $18 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$

Berikut ini pembebanan pembebanan yang terjadi pada longitudinal stopper :

1. Beban Sendiri Longitudinal Stopper

$$\begin{aligned}
 Q &= h \times L \times W_c \\
 &= 1,45 \times 0,3 \times 25 \\
 &= 10,875 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

2. Berat Korbel

$$\begin{aligned}
 q &= h \times L \times W_c \\
 &= 0,425 \times 0,25 \times 25 \\
 &= 2,66 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

3. Beban Rem

$$\begin{aligned}
 TB &= 250 \text{ kN} \\
 q &= \frac{TB}{b} \\
 &= \frac{250}{7} \\
 &= 35,71 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

4. Beban Tekanan Tanah Aktif

$$\begin{aligned}
 Q &= 0,6 \times \gamma t \\
 &= 0,6 \times 18 \\
 &= 10,8 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 P_{Ta1} &= q \times K_a \times h \\
 &= 10,8 \times 0,33 \times 1,20 \\
 &= 4,332 \text{ kN/m} \\
 P_{Ta1} &= 0,5 \times K_a \times \gamma t \times h^2 \\
 &= 0,5 \times 0,33 \times 18 \times 1,20^2 \\
 &= 4,32 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

5. Beban Tekanan Tanah Aktif akibat Gempa

$$\begin{aligned}
 E_{AE} &= \frac{\gamma t \times H^2}{2} \times (1 - K_v) \times K_{AE} \\
 &= \frac{18 \times 1,20^2}{2} \times (1 - 0) \times 0,54 \\
 &= 7,001 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

6. Beban Gempa

- Beban gempa akibat bangunan atas

$$\begin{aligned}
 E_Q &= \frac{C_{sm}}{R} \times W_t \\
 &= \frac{1,1}{1} \times 947,7991 \\
 &= 1072,279 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 q &= \frac{E_Q}{B} \\
 &= \frac{1072,279}{9,4} \\
 &= 114,07 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

- Beban gempa long stopper

$$\begin{aligned}
 E_Q &= \frac{C_{sm}}{R} \times W_t \\
 &= \frac{C_{sm}}{R} \times q \times b \\
 &= \frac{1,1}{1,5} \times 10,875 \times 9,4 \\
 &= 74,965 \text{ kN} \\
 q &= \frac{E_Q}{B}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 &= \frac{74,965}{9,4} \\
 &= 7,98 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

- Beban gempa korbel

$$\begin{aligned}
 E_Q &= \frac{C_{sm}}{R} \times W_t \\
 &= \frac{1,1}{1,5} \times q \times b \\
 &= \frac{1,1}{1,5} \times 2,66 \times 9,4 \\
 &= 18,310 \text{ kN} \\
 q &= \frac{E_Q}{B} \\
 &= \frac{18,310}{9,4} \\
 &= 1,95 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

#### 5.1.6.2 Perhitungan Gaya dan Momen Long Stopper

- Kombinasi 1 ( 1,3D + 2L + 2TB + 1,2T<sub>EW</sub> + 1,25 Ta )

*Tabel 5.29 Kombinasi 1 Long stopper abutment*

No	Aksi / Beban	Fak. Beb.	Vu kN/m	Hx kN/m	Lengan m	Mx kN.m
1	Berat sendiri	1.30	17.59		0.73	12.75
2	Tek. Aktif 1	1.25		5.40	0.73	3.92
3	Tek. Aktif 2	1.25		5.40	0.48	2.61
4	Beban rem	2.00		71.43	1.45	103.57
	Total		17.59	82.23		122.85

- Kombinasi 2 ( 1,3D + 1EQ + 1 Taq )

*Tabel 5.30 Kombinasi 2 Long stopper abutment*

No	Aksi / Beban	Fak. Beb.	Vu kN/m	Hx kN/m	Lengan m	Mx kN.m
1	Berat sendiri	1.30	17.59		0.73	12.75
2	Beban Gempa	1.25		154.99	1.45	224.74
3	Tek. Tanah. Dinamis	1.25		8.75	0.73	6.34
	Total		17.59	163.75		243.84

Untuk penulangan long stopper yang digunakan hasil reaksi dari kombinasi 2 ( 1,3D + 1EQ + 1Taq ). Momen yang dipakai untuk perencanaan penulangan long stopper sebesar : 243,84 kN.m.

### 5.1.6.3 Perhitungan Penulangan Longitudinal Stopper

#### - Perhitungan tulangan lentur

$$\begin{aligned} m &= \frac{f_y}{0,85 f_c} \\ &= \frac{320}{0,85 \times 25} \\ &= 15,06 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_n &= \frac{M_u}{\phi} \\ &= \frac{243,84 \text{ kNm}}{0,8} \\ &= 304,799 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} R_n &= \frac{M_n}{b \times d^2} \\ &= \frac{304,799 \times 1000000}{1000 \times 270^2} \\ &= 4,181 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

$$b_1 = 0,85 f_c' \leq 25 \text{ Mpa}$$

$$\begin{aligned} P_{\text{balance}} &= \frac{0,85 \times \beta_1 \times f_c'}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y} \\ &= \frac{0,85 \times 0,85 \times 25}{320} \times \frac{600}{600 + 320} \\ &= 0,037 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_{\text{max}} &= 0,75 \times P_{\text{balance}} \\ &= 0,75 \times 0,037 \\ &= 0,0276 \end{aligned}$$

Pperlu

$$\begin{aligned}
 &= \frac{1}{m} \times \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right] \\
 &= \frac{1}{15,06} \times \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15,06 \times 4,181}{320}} \right] \\
 &= 0,0147 \\
 P_{\min} &= \frac{1,4}{f_y} \\
 &= \frac{1,4}{320} \\
 &= 0,004
 \end{aligned}$$

Kontrol,  $\rho_{\min} > \rho_{\text{perlu}} > \rho_{\max}$

Dari kontrol yang didapat  $\rho_{\text{perlu}} \geq \rho_{\min}$ , maka digunakan  $\rho_{\text{perlu}}$  yaitu = 0,0147

Luas tulangan yang diperlukan

$$\begin{aligned}
 A_s &= \rho \times b \times d \\
 &= 0,0147 \times 1000 \times 270 \\
 &= 3966,511 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Direncanakan tulangan D29

$$\begin{aligned}
 A_s &= \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \\
 &= \frac{1}{4} \times 3,14 \times 29^2 \\
 &= 660,185 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 S &= \frac{A_s \times b}{A_{s \text{ perlu}}} \\
 &= \frac{660,185 \times 1000}{3966,511} \\
 &= 167,23 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Maka untuk tulangan lentur digunakan D29 -125 (  $A_s = 5281,48 \text{ mm}^2$  )

- **Perhitungan tulangan bagi**

$$\begin{aligned}
 A_{s'} &= 20\% \times A_s \\
 &= 20\% \times 3966,511 \\
 &= 793,302 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Direncanakan tulangan D13

$$\begin{aligned} A_s &= \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \\ &= \frac{1}{4} \times 3,14 \times 13^2 \\ &= 132,665 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S &= \frac{A_s \times b}{A_s \text{ perlu}} \\ &= \frac{132,665 \times 1000}{793,302} \\ &= 164,97 \text{ mm} \end{aligned}$$

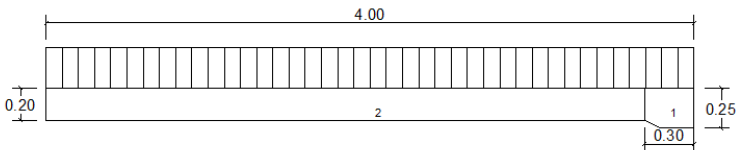
Maka untuk tulangan bagi digunakan D13 -150 (  $A_s = 884,433 \text{ mm}^2$  )

### 5.1.7 Perhitungan Plat injak

Plat injak merupakan bagian konstruksi yang menempel pada abutment, dengan ditumpu pada salah satu sisi oleh korbelt belakang abutment. Fungsi dari plat injak adalah untuk mencegah penurunan pada orpit jembatan.

#### 5.1.7.1 Analisis Pembebanan Plat injak

Plat injak di desain agar kuat menahan berat sendiri dan beban hidup lalu lintas yang lewat diatas plat injak.



Gambar 5.16 Pembebanan pada Plat Injak (Abt 1)

Data

Panjang,

$$L1 = 0,3 \text{ m}$$

Tinggi,  $h_1 = 0,25 \text{ m}$   
 Panjang,  $L_2 = 3,7 \text{ m}$   
 Tinggi,  $h_2 = 0,2 \text{ m}$   
 Lebar,  $b = 9,4 \text{ m}$   
 Decking,  $d' = 30 \text{ mm}$   
 Tebal efektif,  $d = 220 \text{ mm}$   
 Diameter Tul.lentur  $= 16 \text{ mm}$   
 Diameter Tul.geser  $= 13 \text{ mm}$   
 Mutu Baja Tulangan  $D > 12 \text{ mm}$ ,  $f_y = 320 \text{ mpa}$   
 Mutu baja tulangan  $D < 12 \text{ mm}$ ,  $f_y = 280 \text{ Mpa}$   
 Kuat tekan beton,  $f_c' = 25 \text{ Mpa}$   
 Faktor reduksi kekuatan lentur,  $\phi = 0,8 \text{ Mpa}$   
 Faktor reduksi kekuatan geser,  $\phi = 0,7 \text{ Mpa}$   
 Berikut ini pembebanan pembebanan yang terjadi pada plat injak :

1. Beban sendiri

$$\begin{aligned}
 q_1 &= h \times L \times W_c \\
 &= 0,25 \times 0,3 \times 25 \\
 &= 1,875 \text{ kN/m} \\
 q_2 &= h \times L \times W_c \\
 &= 0,5 \times 3,7 \times 25 \\
 &= 18,5 \text{ kN/m} \\
 q &= 1,875 + 18,5 \\
 &= 20,38 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

2. Beban aspal + overlay

$$\begin{aligned}
 Q &= t_a \times L \times W_a \\
 &= 0,12 \times 4 \times 22 \\
 &= 10,56 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

3. Beban genangan air hujan

$$\begin{aligned}
 Q &= t_h \times L \times W_w \\
 &= 0,05 \times 4 \times 10 \\
 &= 1,96 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

## 4. Beban UDL

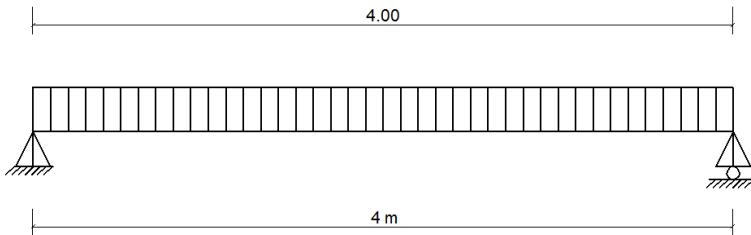
$$q = 9 \text{ kN/m}^2$$

$$\begin{aligned} q \text{ UDL} &= q \times L \\ &= 9 \times 4 \\ &= 36 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

## 5.1.7.2 Perhitungan Gaya dan Momen Plat injak

Perhitungan momen yang terjadi pada plat injak dimedulkan dengan perletakan sendi-rol, sendi yang ditumpu oleh korbel belakang dan rol yang ditumpu oleh tanah timbunan.

$$Mu = \frac{1}{8} \times q \times L^2$$



Gambar 5.17 Permodelan momen pada plat Injak

Tabel 5.31 Rekapitulasi beban pada plat injak

No	Aksi / Beban	Fak. Beb.	Vu kN/m	Lengan m	Momen kN.m
1	Berat sendiri	1.30	26.49	4	52.98
2	Beban UDL	1.80	64.80	4	129.60
3	Beban Aspal	2.00	21.12	4	42.24
4	Beban Air Hujan	2.00	3.92	4	7.84
	Total		112.41		224.82



Sehingga momen yang digunakan untuk perhitungan penulangan plat injak adalah : 224,82 kN. Untuk momen per meter didapat : 56,2 kN.m.

### 5.1.7.3 Perhitungan Penulangan pada Plat injak

#### - Perhitungan tulangan lentur

$$\begin{aligned} m &= \frac{fy}{0,85 fc} \\ &= \frac{320}{0,85 \times 25} \\ &= 15,06 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Mn &= \frac{Mu}{\phi} \\ &= \frac{56,2 \text{ kNm}}{0,8} \\ &= 70,255 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Rn &= \frac{Mn}{b \times d^2} \\ &= \frac{70,255 \times 1000000}{1000 \times 220^2} \\ &= 1,452 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

$$b_1 = 0,85 \times fc' \leq 25 \text{ Mpa}$$

P balance

$$\begin{aligned} &= \frac{0,85 \times \beta_1 \times fc'}{fy} \times \frac{600}{600 + fy} \\ &= \frac{0,85 \times 0,85 \times 25}{320} \times \frac{600}{600 + 320} = 0,037 \end{aligned}$$

P max = 0,75 x Pbalance

$$= 0,75 \times 0,037$$

$$= 0,0276$$

Pperlu

$$= \frac{1}{m} \times \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times Rn}{fy}} \right]$$

$$\begin{aligned}
&= \frac{1}{15,06} \times \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15,06 \times 1,452}{320}} \right] \\
&= 0,0047 \\
P_{\min} &= \frac{1,4}{f_y} \\
&= \frac{1,4}{320} \\
&= 0,004
\end{aligned}$$

Kontrol,  $\rho_{\min} > \rho_{\text{perlu}} > \rho_{\max}$

Dari kontrol yang didapat  $\rho_{\text{perlu}} \geq \rho_{\min}$ , maka digunakan  $\rho_{\text{perlu}}$  yaitu = 0,0047

Luas tulangan yang diperlukan

$$\begin{aligned}
A_s &= \rho \times b \times d \\
&= 0,0047 \times 1000 \times 220 \\
&= 1034,5675 \text{ mm}^2
\end{aligned}$$

Direncanakan tulangan D16

$$\begin{aligned}
A_s &= \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \\
&= \frac{1}{4} \times 3,14 \times 16^2 \\
&= 200,96 \text{ mm}^2
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
S &= \frac{A_s \times b}{A_{s \text{ perlu}}} \\
&= \frac{200,96 \times 1000}{1034,5675} \\
&= 194,25 \text{ mm}
\end{aligned}$$

Maka untuk tulangan lentur digunakan D16 -190 (  $A_s = 1057,684 \text{ mm}^2$  )

- **Perhitungan tulangan Bagi**

$$\begin{aligned}
A_{s'} &= 20\% \times A_s \\
&= 20\% \times 1034,5675 \\
&= 206,914 \text{ mm}^2
\end{aligned}$$

Direncanakan tulangan D13

$$A_s = \frac{1}{4} \times \pi \times D^2$$

$$\begin{aligned}
 &= \frac{1}{4} \times 3,14 \times 13^2 \\
 &= 132,665 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 S &= \frac{A_s \times b}{A_s \text{ perlu}} \\
 &= \frac{132,665 \times 1000}{206,914} \\
 &= 641,16 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

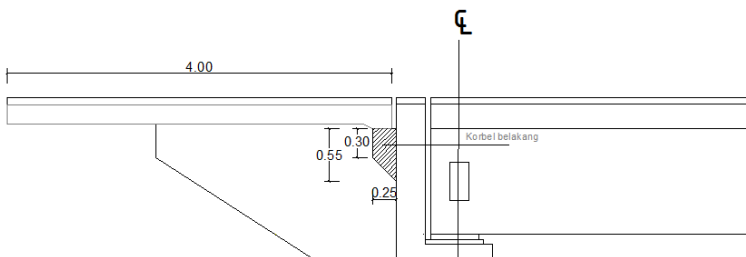
Maka untuk tulangan bagi digunakan D13 -200 (  $A_s = 663,25 \text{ mm}^2$  )

### 5.1.8 Perhitungan Korbel

Perhitungan korbel pada abutmnt berdasarkan pembebanan dalam keadaan batas (ultimate). Berikut dibawah ini analisis perencanaan korbel.

#### 5.1.8.1 Analisis Pembebanan Korbel Belakang

Analisis pembebanan korbel belakang abutment ditunjukkan pada gambar 5.17 dengan beban yang bekerja yaitu berat sendiri korbel, beban hidup UDL, dan berat pelat injak.



Gambar 5.18 Pembebanan pada Korbel Belakang (Abt 1 )

## Data

Panjang,	L	= 0,25 m
Lebar,	b	= 9,4 m
Tinggi,	h1	= 0,55 m
Tinggi,	h2	= 0,3 m
Decking,	d'	= 30 mm
Tebal efektif,	d	= 220 mm
Diameter Tul.lentur		= 19 mm
Diameter Tul.geser		= 13 mm
Mutu Baja Tulangan D>12mm, fy		= 320 mpa
Mutu baja tulangan D<12mm, fy		= 280 Mpa
Kuat tekan beton,	fc'	= 25 Mpa
Faktor reduksi kekuatan lentur, Ø		= 0,8 Mpa
Faktor reduksi kekuatan geser, Ø		= 0,7 Mpa

Berikut ini pembebanan pembebanan yang terjadi pada plat injak :

1. Berat sendiri korbel belakang

$$\begin{aligned}
 q &= \frac{(h_1+h_2)}{2} \times L \times W_c \\
 &= \frac{(0,55+0,3)}{2} \times 0,25 \times 25 \\
 &= 2,656 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

2. Beban plat injak

$$\begin{aligned}
 q_1 &= h \times L \times W_c \\
 &= 0,25 \times 0,3 \times 25 \\
 &= 1,875 \text{ kN/m} \\
 q_2 &= h \times L \times W_c \\
 &= 0,5 \times 3,7 \times 25 \\
 &= 18,5 \text{ kN/m} \\
 q &= 1,875 + 18,5 \\
 &= 20,38 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

3. Beban Aspal

$$\begin{aligned}
 q &= t_a \times L \times W_a \\
 &= 0,12 \times 4 \times 22 \\
 &= 10,56 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

## 4. Beban genangan air hujan

$$\begin{aligned}
 q &= t_h \times L \times W_w \\
 &= 0,05 \times 4 \times 10 \\
 &= 1,96 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

## 5. Beban hidup UDL

$$q = 9 \text{ kN/m}^2$$

$$\begin{aligned}
 q \text{ UDL} &= q \times L \\
 &= 9 \times 4 \\
 &= 36 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

## 5.1.8.2 Perhitungan Momen dan Gaya Korbel Belakang

Tabel 5.32 Rekapitulasi pembebanan pada korbel belakang

No	Aksi / Beban	Fak.	Vu	Lengan	Mu
		Beb.	kN/m	m	kN.m/m'
1	Berat sendiri	1.30	3.45	0.125	0.43
2	Berat Plat Injak	1.30	13.24	0.125	1.66
3	Beban Aspal	2.00	10.56	0.125	1.32
4	Beban Air Hujan	2.00	1.96	0.125	0.25
5	Beban UDL	2.00	36.00	0.125	4.50
Total			65.22		8.15

Sehingga momen yang digunakan untuk perhitungan penulangan plat injak adalah 8,15 kN.m.

## 5.1.8.3 Perhitungan Penulangan Korbel Belakang

- **Perhitungan tulangan lentur**

$$\begin{aligned}
 m &= \frac{f_y}{0,85 f_c} \\
 &= \frac{320}{0,85 \times 25} \\
 &= 15,06
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_n &= \frac{M_u}{\phi} \\
 &= \frac{8,152109 \text{ kNm}}{0,8} \\
 &= 10,19014 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 R_n &= \frac{M_n}{b \times d^2} \\
 &= \frac{10,19014 \times 1000000}{1000 \times 220^2} \\
 &= 0,211 \text{ N/mm}^2
 \end{aligned}$$

$$b_1 = 0,85 f_c' \leq 25 \text{ Mpa}$$

P balance

$$\begin{aligned}
 &= \frac{0,85 \times \beta_1 \times f_c'}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y} \\
 &= \frac{0,85 \times 0,85 \times 25}{320} \times \frac{600}{600 + 320} \\
 &= 0,037
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 P_{\max} &= 0,75 \times P_{\text{balance}} \\
 &= 0,75 \times 0,037 \\
 &= 0,0276
 \end{aligned}$$

Pperlu

$$\begin{aligned}
 &= \frac{1}{m} \times \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right] \\
 &= \frac{1}{15,06} \times \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15,06 \times 0,211}{320}} \right] \\
 &= 0,0007
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 P_{\min} &= \frac{1,4}{f_y} \\
 &= \frac{1,4}{320} \\
 &= 0,004
 \end{aligned}$$

Kontrol,  $\rho_{\min} > \rho_{\text{perlu}} > \rho_{\max}$

Dari kontrol yang didapat  $\rho$  perlu  $\leq \rho$  min, maka digunakan  $\rho$  min yaitu = 0,00437

Luas tulangan yang diperlukan

$$\begin{aligned} A_s &= \rho \times b \times d \\ &= 0,00437 \times 1000 \times 220 \\ &= 962,5 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Direncanakan tulangan D19

$$\begin{aligned} A_s &= \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \\ &= \frac{1}{4} \times 3,14 \times 19^2 \\ &= 283,385 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S &= \frac{A_s \times b}{A_s \text{ perlu}} \\ &= \frac{283,385 \times 1000}{962,5} \\ &= 294,43 \end{aligned}$$

Maka untuk tulangan lentur digunakan D19 -250 (  $A_s$  = 1133,54 mm )

#### - **Perhitungan tulangan bagi**

$$\begin{aligned} A_s' &= 20\% \times A_s \\ &= 20\% \times 962,5 \\ &= 192,5 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Direncanakan tulangan D13

$$\begin{aligned} A_s &= \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \\ &= \frac{1}{4} \times 3,14 \times 13^2 \\ &= 132,665 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S &= \frac{A_s \times b}{A_s \text{ perlu}} \\ &= \frac{132,665 \times 1000}{192,5} \\ &= 161,82 \text{ mm} \end{aligned}$$

Maka untuk tulangan bagi digunakan D13 -250 (  $A_s$  = 530,66 mm )

- **Perhitungan tulangan geser**

$$\begin{aligned}
 V_u &= 65,2 \text{ kN} \\
 &= 625216,88 \text{ N} \\
 V_c &= \frac{1}{6} \times b \times d \times \sqrt{f_c'} \\
 &= \frac{1}{6} \times 1000 \times 220 \times \sqrt{25} \\
 &= 182966,3 \text{ N} \\
 V_{s \text{ min}} &= \frac{b \times d}{3} \\
 &= \frac{1000 \times 220}{3} \\
 &= 73333,33 \text{ N}
 \end{aligned}$$

Kontrol,

1.  $V_u \leq 0,5 \times \emptyset \times V_c$   
 $65216,88 \leq 64038,2$   
 ( TIDAK OK )
2.  $0,5 \times \emptyset \times V_c \leq V_u \leq \emptyset \times V_c$   
 $64038,2 \geq 65216,88 \leq 128076,4$   
 (OK )
3.  $\emptyset \times V_c \leq V_u \leq \emptyset ( V_c + V_{s \text{ min}} )$   
 $128076,4 \geq 65216,88 \leq 179409,7$   
 ( TIDAK OK )
4.  $\emptyset ( V_c + V_{s \text{ min}} ) \leq V_u \leq \emptyset ( V_c + 1/3 \times \sqrt{f_c'} \times b \times d )$   
 $179409,7 \geq 65216,88 \leq 384229,2$   
 ( TIDAK OK )
5.  $( V_c + 1/3 \times \sqrt{f_c'} \times b \times d ) \leq V_u \leq \emptyset ( V_c + 2/3 \sqrt{f_c'} \times b \times d )$   
 $384229,2 \geq 65216,88 \leq 640382$   
 ( TIDAK OK )



Didapatkan dari kontrol perhitungan diatas masuk pada kondisi 2. Maka perlu tulangan geser minimum, untuk menjaga kestabilan struktur maka direncanakan menggunakan tulangan geser 1 kaki dengan Ø12.

$$\begin{aligned}
 A_v &= 1 \times A_s \\
 &= 1 \times 0,25 \times \pi \times \emptyset^2 \\
 &= 1 \times 0,25 \times 3,14 \times 144 \\
 &= 113,04 \text{ mm}^2 \\
 S &= \frac{A_s \times f_y \times d}{V_s} \\
 &= \frac{113,04 \times 320 \times 220}{73333,33} \\
 &= 108,518 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

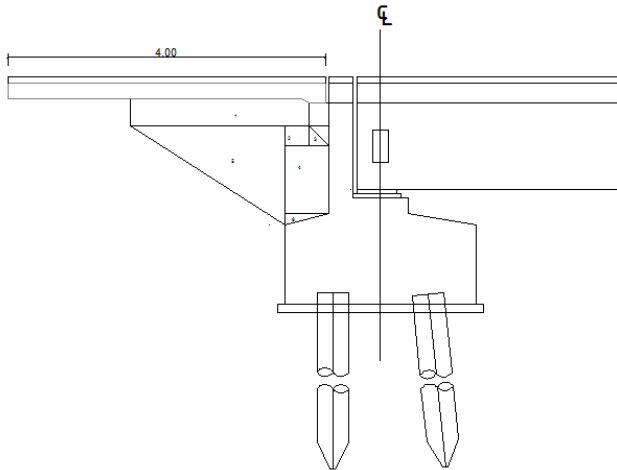
Maka untuk tulangan geser digunakan Ø 12 -100 (  $A_s = 249 \text{ mm}^2$  )

#### 5.1.9 Perhitungan Wing Wall

Fungsi dari wing wall ( tembok sayap ) adalah mencegah terjadinya longsor pada timbunan tanah dari oprit jembatan, terutama longsoran ke arah samping.

### 5.1.9.1 Analisa Pembebanan pada Wing Wall

Wing wall menahan berat sendiri dan tekanan aktif sebagai beban ultimate.



Gambar 5.19 Pembebanan pada wing wall akibat beban sendiri (Abt 1 )

Data	
Tebal	= 0,3 m
Decking, d'	= 30 mm
Lebar wing wall	= 2,25 m
Tebal efektif, d	= 270 mm
Diameter Tul.lentur	= 19 mm
Diameter Tul.geser	= 13 mm
Timbunan Tanah, H	= 1,55 m
Mutu Baja Tulangan $D > 12\text{mm}$ , $f_y$	= 320 mpa
Mutu baja tulangan $D < 12\text{mm}$ , $f_y$	= 280 Mpa
Kuat tekan beton, $f_c'$	= 25 Mpa
Faktor reduksi kekuatan lentur, $\phi$	= 0,8 Mpa
Faktor reduksi kekuatan geser, $\phi$	= 0,75 Mpa

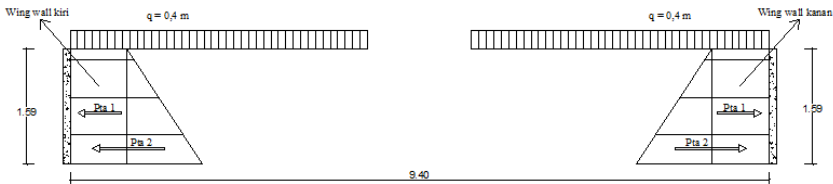
Berikut ini pembebanan pembebanan yang terjadi pada plat injak :

1. Berat sendiri wing wall

*Tabel 5.33 Rekapitulasi beban sendiri pada wing wall*

No	h m	b m	tebal m	wc kn/m <sup>3</sup>	Berat kN	L m	Fak Beb	Mu kN.m
1	0.3	2.25	0.3	25	16.88	1.125	1.3	24.67969
2	0.25	0.3	0.3	25	1.875	0.15	1.3	0.365625
3	0.25	0.25	0.3	25	1.563	0.083	1.3	0.169271
4	0.85	0.56	0.3	25	11.9	0.28	1.3	4.3316
5	1.25	1.95	0.3	25	60.94	0.65	1.3	51.49219
6	0.15	0.56	0.3	25	2.1	0.187	1.3	0.5096
Total								81.55

2. Beban tekanan tanah aktif



*Gambar 5.20 Pembebanan wing wall akibat tekanan tanah aktif (Abt 1 )*

$$\begin{aligned}
 q &= 0,6 \times y_t \\
 &= 0,6 \times 18 \\
 &= 10,8 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 P_{Ta1} &= q \times K_a \times h \\
 &= 10,8 \times 0,33 \times 1,59 \\
 &= 5,72 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 P_{Ta1} &= 0,5 \times K_a \times y_t \times h^2 \\
 &= 0,5 \times 0,33 \times 18 \times 1,59^2 \\
 &= 7,58 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

Tabel 5.34 Rekapitulasi beban tekanan tanah aktif pada wing wall

Bagian	Gaya kN	L m	Faktor Beban	Mu kN.m
P <sub>TA</sub> 1	5.72	1.125	1.25	8.049375
P <sub>TA</sub> 2	7.58	0.75	1.25	7.110281
Total				15.16

### 5.1.9.3 Perhitungan penulangan pada Wing Wall

#### - Perhitungan tulangan lentur

$$\begin{aligned}
 m &= \frac{fy}{0,85 fc} \\
 &= \frac{320}{0,85 \times 25} \\
 &= 15,06
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Mn &= \frac{Mu}{\phi} \\
 &= \frac{9.780423 \text{ kNm}}{0,8} \\
 &= 12,22553 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Rn &= \frac{Mn}{b \times d^2} \\
 &= \frac{12,2253 \times 1000000}{1000 \times 270^2} \\
 &= 0,168 \text{ N/mm}^2
 \end{aligned}$$

$$b_1 = 0,85 fc' \leq 25 \text{ Mpa}$$

$\rho$  balance

$$\begin{aligned}
 &= \frac{0,85 \times \beta_1 \times fc'}{fy} \times \frac{600}{600 + fy} \\
 &= \frac{0,85 \times 0,85 \times 25}{320} \times \frac{600}{600 + 320} \\
 &= 0,037
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \rho_{\text{max}} &= 0,75 \times \rho_{\text{balance}} \\
 &= 0,75 \times 0,037 \\
 &= 0,0276
 \end{aligned}$$

$\rho$  perlu

$$\begin{aligned}
&= \frac{1}{m} \times \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times Rn}{f_y}} \right] \\
&= \frac{1}{15,06} \times \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15,06 \times 0,168}{320}} \right] \\
&= 0,0005
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
\rho_{\min} &= \frac{1,4}{f_y} \\
&= \frac{1,4}{320} \\
&= 0,0044
\end{aligned}$$

Kontrol,  $\rho_{\min} > \rho_{\text{perlu}} > \rho_{\max}$

Dari kontrol yang didapat  $\rho_{\text{perlu}} \leq \rho_{\min}$ , maka digunakan  $\rho_{\min}$  yaitu = 0,0044

Luas tulangan yang diperlukan

$$\begin{aligned}
A_s &= \rho \times b \times d \\
&= 0,0044 \times 1000 \times 270 \\
&= 1181,25 \text{ mm}^2
\end{aligned}$$

Direncanakan tulangan D16

$$\begin{aligned}
A_s &= \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \\
&= \frac{1}{4} \times 3,14 \times 16^2 \\
&= 200,96 \text{ mm}^2
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
S &= \frac{A_s \times b}{A_s \text{ perlu}} \\
&= \frac{200,96 \times 1000}{1181,25} \\
&= 170,12 \text{ mm}
\end{aligned}$$

Maka untuk tulangan lentur digunakan D16-150 ( $A_s = 1339,733 \text{ mm}^2$ )

- **Perhitungan tulangan Bagi**

$$\begin{aligned}
A_s' &= 50\% \times A_s \\
&= 20\% \times 1181,25
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 &= 590,625 \text{ mm}^2 \\
 \text{Direncanakan tulangan D13} \\
 \text{As} &= \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \\
 &= \frac{1}{4} \times 3,14 \times 13^2 \\
 &= 132,665 \text{ mm}^2 \\
 \text{S} &= \frac{\text{As} \times b}{\text{As perlu}} \\
 &= \frac{915,4688 \times 1000}{192,5} \\
 &= 224,62 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Maka untuk tulangan bagi digunakan D13 -200 (As = 663,325 mm<sup>2</sup>)

## 5.2 Perencanaan Abutment kanan (Abt 2)

Struktur bangunan bawah dari jembatan berfungsi untuk menyalurkan beban-beban ( baik beban hidup maupun beban mati ) dari bangunan atas ke pondasi jembatan dan menahan tekanan tanah serta beban – beban aksi lingkungan lainnya. Dalam perencanaan jembatan Kali Anyar ini bangunan bawah yang dimaksud adalah Abutment dan pilar, dimana akan direncanakan juga elemen – elemen penyusun dan perlengkapannya.

### 5.2.1 Desain Dimensi Abutment

Dalam perencanaan abutmen menggunakan acuan dari peraturan BMS BDM 1992 dan BMS BDC 1992. Bangunan Abutment terdiri dari dinding abutment, longitudinal stopper, wing wall, dan plat injak. Penulangan abutment direncanakan dari analisis elemen-elemen abutment. Analisisnya sendiri adalah beban sendiri abutment, beban bangunan atas baik beban hidup maupun beban mati, beban lalu lintas, beban tekanan tanah aktif, beban tekanan tanah akibat gempa, beban gempa, beban pedestrian, serta beban rem. Berikut ini adalah analisis pembebanan serta elemen – elemen penyusun dan pelengkap abutment.

Data – data perencanaan bangunan bawah abutment :

Elevasi muka tanah asli = 3,77 m

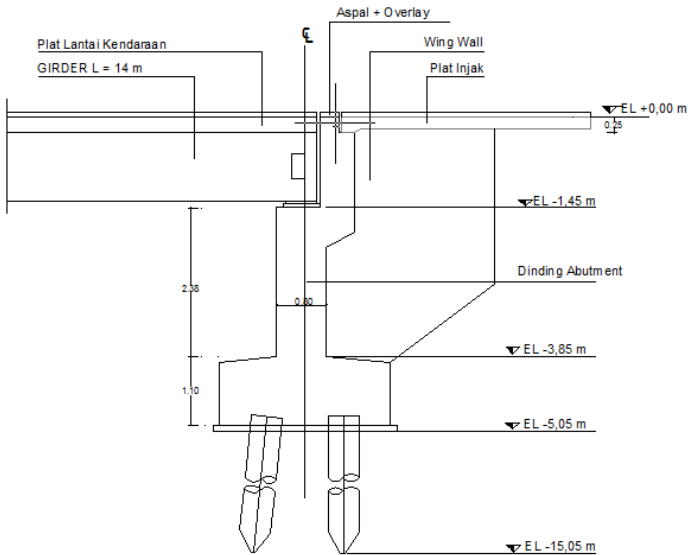
Elevasi lantai kerja abutmen = 5,05 m

Elevasi lantai kendaraan = 0,00 m

Tinggi abutment rencana = 4,95 m

Lebar abutment = 9,40 m

Panjang bentang jembatan = 14,0 m



Gambar 5.21 Perencanaan Abutment A2

### 5.2.2 Perencanaan Pondasi Abutment

Berdasarkan data penyidikan tanah pada abutment (Abt 2) didapatkan nilai SPT yang nilai  $>50$  pada kedalaman kedalamannya 12 meter ( Lihat dilampiran ), sehingga direncanakan memakai jenis pondasi tiang pancang. Deskripsi tanah pada titik Abt 2 adalah pada kedalaman 0 – 2 meter masuk kedalam jenis tanah lempung kelanauan padat coklat, 3 – 8 meter terdiri dari tanah lempung kelanauan berpasir padat kuning, kemudian untuk kedalaman 9 – 12

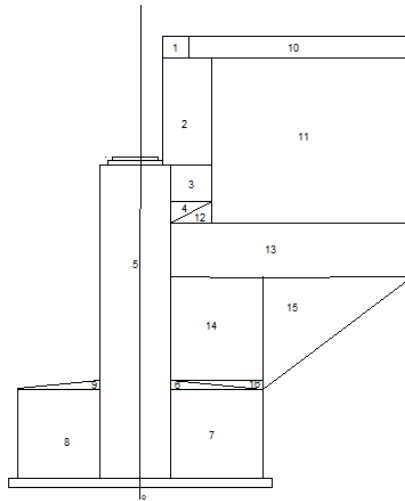
meter terdiri dari tanah lempung kepasiran padat abu – abu coklat dengan nilai SPT >50 kali pukulan.

#### 5.2.2.1 Analisis Pembebanan Pada Abutment

- **Beban Vertikal**

##### 1. Berat Sendiri Abutmen

Dalam perhitungan berat sendiri pada abutment dibagi atas beberapa segmen. Hal ini untuk memudahkan dalam penganalisisan. Analisis berat abutment didapat dari volume per segmen dikalikan dengan berat jenis kemudian dilanjutkan dengan menghitung statis momen titik.



*Gambar 5.22 Pembagian segmen abutment ( Abt 2 )*



Tabel 5.35 Perhitungan beban sendiri abutment ( Abt 2 )

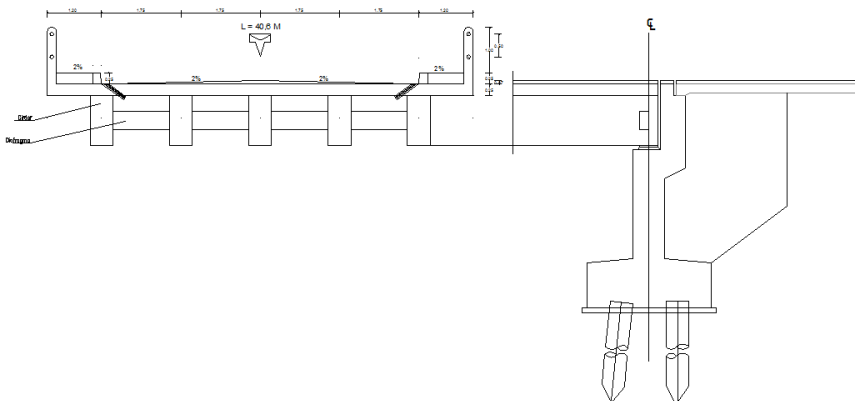
No	h	b	L	Wc	Berat	Lengan x	Lengan z	Momen x	Momen z
	m	m	m	t/m3	ton	m	m	tm	tm
Abutment									
1	0.250	0.300	9.400	2.5	1.763	0.390	4.825	0.687	8.504
2	1.200	0.550	9.400	2.5	15.510	0.517	4.100	8.019	63.591
3	0.400	0.450	9.400	2.5	4.230	0.568	3.300	2.403	13.959
4	0.250	0.450	9.400	2.5	2.644	0.490	3.000	1.295	7.931
5	3.500	0.800	9.400	2.5	65.800	0.057	1.775	3.751	116.795
6	0.150	1.032	9.400	2.5	3.638	0.688	1.050	2.503	3.820
7	1.000	1.032	9.400	2.5	24.252	0.859	0.500	20.832	12.126
8	1.000	0.918	9.400	2.5	21.573	0.920	0.500	19.847	10.787
9	0.150	0.918	9.400	2.5	3.236	0.760	1.050	2.459	3.398
Wing Wall									
10	0.250	2.500	0.300	2.5	0.469	1.792	4.825	0.840	2.262
11	1.850	2.250	0.300	2.5	3.122	1.917	3.750	5.985	11.707
12	0.250	0.450	0.300	2.5	0.084	0.643	2.900	0.054	0.245
13	0.600	2.700	0.300	2.5	1.215	1.693	2.552	2.057	3.101
14	1.150	1.030	0.300	2.5	0.888	0.859	1.676	0.763	1.489
15	1.250	1.670	0.300	2.5	1.566	1.931	1.830	3.023	2.865
16	0.100	1.035	0.300	2.5	0.078	1.031	1.067	0.080	0.083

Letak Titik berat terhadap titik O

$$\begin{aligned}
 X &= \frac{\text{Momen X}}{W_{\text{total}}} \\
 &= \frac{74,599}{150,066} \\
 &= 0,497 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Z &= \frac{\text{Momen Z}}{W_{\text{total}}} \\
 &= \frac{262.661}{150.0666} \\
 &= 1,7503 \text{ m}
 \end{aligned}$$

## 2. Berat sendiri bangunan atas



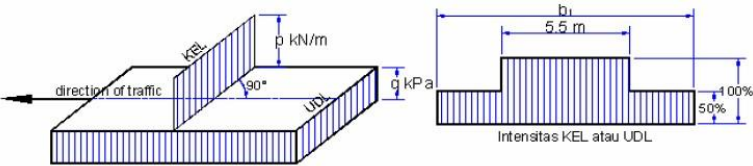
Gambar 5.23 Pembebanan abutment ( Abt 2 ) akibat beban bangunan atas

Tabel 5.36 Gaya reaksi V akibat beban mati 1/2 dari bangunan atas

NO	JENIS	LEBAR (m)	TEBAL (m)	PANJAN G (m)	n	BERAT VOL (kN/m <sup>3</sup> )	BEBAN (kN)
1	Pelat Lantai	7	0.25	14	1	25	612.5
2	girder	0.5	1.1	14	5	25	962.5
3	Diafragma	0.2	0.4	14	5	25	140
4	Beban Trotoar	1	0.2	14	2	25	140
5	Kerb	0.18	0.2	14	2	25	25.2
6	Berat Pipa			2	7	0.0713	0.9982
7	Tiang Sandaran	0.2	0.2	1.2	8	25	9.6
8	Aspal	7	0.1	14	1	22	9.8
9	Air hujan	7	0.05	14	1	10	49
TOTAL BERAT SENDIRI BANGUNAN ATAS (Q MS)							1949.5982
Reaksi Akibat DL							974.7991

3. Beban Hidup Lalu Lintas

Beban lalu lintas ( lajur “D” ) untuk rencana bangunan bawah jembatan jalan raya terdiri dari BTR dan BGT dimana akan ditempatkan melintang pada lebar penuh dari jalan kendaraan jembatan dan menghasilkan pengaruh pada jembatan ekuivalen dengan rangkaian kendaraan sebenarnya. Jumlah total pembebanan lajur “D” yang ditempatkan tergantung pada lebar jalan kendaraan jembatan. Asumsi pembebanan BTR dan BGT seperti yang ditunjukkan dalam gambar bawah ini :



Gambar 5.24 Asumsi beban hidup lalu lintas

Panjang bentang	( L )	= 14 m
Lebar perkerasan	( b )	= 7 m
Beban BGT	( P <sub>BGT</sub> )	= 49 kN/m
Beban BTR	( q <sub>BTR</sub> )	= 9 kN/m <sup>2</sup>

$$V_{BTR}$$

$$\begin{aligned}
 &= ((5,5 \times q_{BTR}) + ((b - 5,5) \times 0,5 \times q_{BTR})) \times L \\
 &= ((5,5 \times 9) + ((7 - 5,5) \times 0,5 \times 9)) \times 14 \\
 &= 72 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

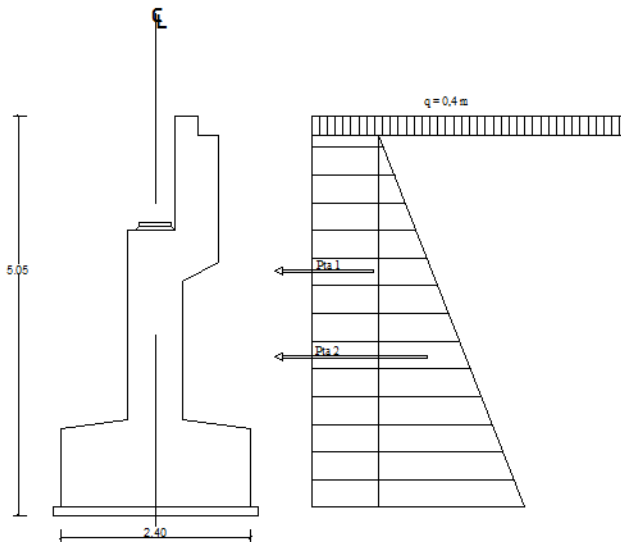
$$V_{BGT}$$

$$\begin{aligned}
 &= (5,5 \times (P_{BGT} \times (1 + DLA)) + (b - 5,5 \times (P_{BGT} \times (1 + DLA)))) \\
 &= (5,5 \times (49 \times (1 + 0,4)) + (7 - 5,5 \times (49 \times (1 + 0,4)))) \\
 &= 7 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$V_{tot} = 79 \text{ kN}$$

#### 4. Beban Tekanan tanah aktif

Analisis Beban tekanan tanah aktif berdasarkan RSNI T- 02-2005 Pasal 5.4.2 dimana tekanan tanah dihitung berdasarkan harga nominal  $W_s$ ,  $C$ , dan  $\gamma_t$ . Pada bagian tanah dibelakang dinding abutment adanya beban tambahan yang setara dengan tanah setebal 0,60 m yang berupa beban merata ekivalen beban kendaraan pada bagian tersebut. Beban tekanan tanah akan membebani tembok penahan tanah dari kepala jembatan dengan arah horizontal, sehingga tekanan tanah ini dapat menimbulkan efek guling pada kepala jembatan



Gambar5.25 Beban tekanan tanah aktif pada abutment jembatan (Abt2 )

Tinggi timbunan (  $H$  ) = 3.75 m

Berat jenis tanah (  $\gamma_t$  ) = 18 kN/m<sup>3</sup>

Sudut ger tanah (  $\phi$  ) = 30°

Lebar abutmen (  $B_y$  ) = 9,4 m

$$K_a = \tan^2 \left( 45^\circ - \phi \right) \\ = 0,333$$

$$q = 0,6 \times \gamma_t$$

$$= 0,6 \times 18$$

$$= 10,8 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$P_{Ta1} = q \times K_a \times H \times B_y \\ = 10,8 \times 0,333 \times 3,75 \times 9,4 \\ = 126,9 \text{ kN}$$

$$P_{Ta2} = 0,5 \times K_a \times \gamma_t \times H^2 \times B_y \\ = 0,5 \times 0,333 \times 18 \times 3,75^2 \times 9,4 \\ = 396,563 \text{ kN}$$

$$P_{tot} = 126,9 + 396,563$$

$$= 523.463 \text{ kN}$$

Momen yang terjadi :

$$\begin{aligned} M_{Ta1} &= P_{Ta1} \times \frac{H}{2} \\ &= 126,9 \times 1,875 \\ &= 237,938 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{Ta2} &= P_{Ta2} \times \frac{H}{3} \\ &= 396,563 \times 1,25 \\ &= 495,703 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{tot} &= 237,938 + 495,703 \\ &= 733,641 \text{ kNm} \end{aligned}$$

#### 5. **Beban tekanan tanah akibat gempa**

Selain tekanan tanah aktif, beban tekanan tanah juga diperhitungkan bila terjadi gempa ( tekanan tanah dinamis akibat gempa ). Diasumsikan tembok penahan tanah adalah tembok yang fleksibel sesuai ketentuan yang terdapat pada SNI Gempa 2833 – 2013 Pasal 9.6

Perhitungan tekanan tanah dinamis akibat

gempa :

$$\text{Berat Jenis tanah ( } \gamma_t \text{ )} = 18 \text{ kN/m}^3$$

$$\text{Sudut ger tanah ( } \phi \text{ )} = 30^\circ$$

$$\text{Rencana sudut tembok ( } \delta \text{ )} = 20^\circ$$

$$\text{Sudut kemiringan timbunan ( } \alpha \text{ )} = 0^\circ$$

$$\text{Sudut kemiringan tepi belakang tembok ( } \beta \text{ )} = 0^\circ$$

$$\text{Koefisien tekanan tanah aktif ( } K_a \text{ )} = 0,333$$

Koefisien gempa horizontal (  $K_h$  )

$$= A_s \times 0,5$$

$$= 0,44 \times 0,5$$

$$= 0,22$$

Sudut geser nominal (  $\theta$  )

$$= \tan^{-1} \times Kh$$

$$= 12,407^\circ$$

Koefisien tekanan tanah dinamis :

$$\mu = \left( 1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \theta - \alpha)}{\cos(\delta + \beta + \phi) \cos(\beta - \alpha)}} \right)^2$$

$$= \left( 1 + \sqrt{\frac{\sin(30 + 20) \sin(30 - 12,407 - 0)}{\cos(20 + 0 + 30) \cos(0 - 0)}} \right)^2$$

$$= 2,040$$

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\phi - \theta - \beta)}{\mu \cos \theta \cos^2 \beta \cos(\phi + \theta + \beta)}$$

$$= \frac{\cos^2(30 - 12,407 - 0)}{\mu \cos \theta \cos^2 \beta \cos(30 + 12,407 + 0)}$$

$$= 0,540$$

Tekanan tanah dinamis akibat gempa:

$$E_{AE} = \frac{\gamma t \times H^2}{2} \times (1 - K_v) \times K_{AE}$$

$$= \frac{18 \times 3,75^2}{2} \times 1 \times 0,54$$

$$= 68,369 \text{ kN/m}$$

$$E_{AE} = E_{AE} \times B_y$$

$$= 68,369 \times 9,4$$

$$= 642,667 \text{ kN}$$

## 6. Beban gempa

Analisis beban gempa pada jembatan mengacu pada SNI Gempa 2833 – 2013. Beban gempa direncanakan dengan metode beban horisontal statis ekuivalen. Beban gempa bangunan atas yang masuk pada pilar direncanakan 50% dari span kiri dan span kanan.

$$E_Q = C_{sm} \times \frac{W_t}{R} \quad (\text{SNI Gempa 2833-2013 pasal 5.1})$$

PGA ( Percepatan puncak batuan dasar ) : 0,4

Ss ( Respons spektral untuk 0,2 detik ) : 1

S1 ( Respons spektral untuk 1 detik ) : 0,4

o Menentukan kelas situs

$$\begin{aligned}
 N &= \frac{\sum t_i}{\sum (t_i/N)} \\
 &= \frac{30}{1,607} \\
 &= 18,663
 \end{aligned}$$

Tabel 5.37 kelas situs ( SNI Gempa 2833 – 2013 tabel 2 )

Kelas Situs	$\bar{V}_s$ (m/s)	$\bar{N}$	$\bar{S}_u$ (kPa)
A. Batuan Keras	$\bar{V}_s \geq 1500$	N/A	N/A
B. Batuan	$750 < \bar{V}_s \leq 1500$	N/A	N/A
C. Tanah Sangat Padat dan Batuan Lunak	$350 < \bar{V}_s < 750$	$\bar{N} > 50$	$\bar{S}_u > 100$
D. Tanah Sedang	$175 < \bar{V}_s < 350$	$15 < \bar{N} < 50$	$50 < \bar{S}_u < 100$
E. Tanah Lunak	$\bar{V}_s < 175$	$\bar{N} < 15$	$\bar{S}_u < 50$
	Atau setiap profil lapisan tanah dengan ketebalan lebih dari 3 m dengan karakteristik sebagai berikut : <ol style="list-style-type: none"> <li>1. Indeks plastisitas, <math>PI &gt; 20</math>,</li> <li>2. Kadar air (<math>w</math>) <math>\geq 40\%</math>, dan</li> <li>3. Kuat geser tak terdrainase <math>\bar{S}_u &lt; 25</math> kPa</li> </ol>		
F. Lokasi yang membutuhkan penyelidikan geoteknik dan analisis respons dinamik spesifik	Setiap profil lapisan tanah yang memiliki salah satu atau lebih dari karakteristik seperti : <ul style="list-style-type: none"> <li>- Rentan dan berpotensi gagal terhadap beban gempa seperti likuifaksi, tanah lempung sangat sensitif, tanah tersementasi lemah</li> <li>- Lempung organik tinggi dan/atau gambut (dengan ketebalan <math>&gt; 3</math>m)</li> <li>- Plastisitas tinggi (ketebalan <math>H &gt; 7.5</math>m dengan <math>PI &gt; 75</math>)</li> <li>- Lapisan lempung lunak/medium kaku dengan ketebalan <math>H &gt; 35</math>m</li> </ul>		

Dari hasil N diatas kemudian diplotkan ke dalam tabel 5.3 untuk mencari kelas situs. Didapatkan kelas situs untuk pondasi abutmen yaitu tanah sedang.

- o Menentukan faktor situs



Tabel 5.38 faktor amplifikasi untuk periode 0 dt dan 0,2 dt (FPGA / Fa )

Kelas situs	PGA ≤ 0,1 S <sub>s</sub> ≤ 0.25	PGA = 0,2 S <sub>s</sub> = 0.5	PGA = 0,3 S <sub>s</sub> = 0.75	PGA = 0,4 S <sub>s</sub> = 1.0	PGA > 0,5 S <sub>s</sub> ≥ 1.25
Batuan Keras (SA)	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
Batuan (SB)	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
Tanah Keras (SC)	1.2	1.2	1.1	1.0	1.0
Tanah Sedang (SD)	1.6	1.4	1.2	1.1	1.0
Tanah Lunak (SE)	2.5	1.7	1.2	0.9	0.9
Tanah Khusus (SF)	SS	SS	SS	SS	SS

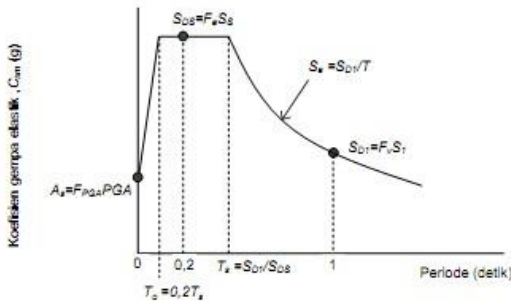
Didapat nilai FPGA/Fa = 1,1

Tabel 5.39 Besarnya nilai faktor amplifikasi untuk periode 1 detik ( Fv )

Kelas situs	S <sub>1</sub> ≤ 0.1	S <sub>1</sub> = 0.2	S <sub>1</sub> = 0.3	S <sub>1</sub> = 0.4	S <sub>1</sub> ≥ 0.5
Batuan Keras (SA)	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
Batuan (SB)	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
Tanah Keras (SC)	1.7	1.6	1.5	1.4	1.3
Tanah Sedang (SD)	2.4	2.0	1.8	1.6	1.5
Tanah Lunak (SE)	3.5	3.2	2.8	2.4	2.4
Tanah Khusus (SF)	SS	SS	SS	SS	SS

Didapat nilai Fv = 1,6

- o Menentukan respons spektra



Gambar 5.26 Bentuk tipikal respon spektra di permukaan tanah

$$\begin{aligned} A_s &= F_{PGA} \times PGA \\ &= 1,1 \times 0,4 \\ &= 0,44 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 S_{D1} &= F_v \times S_1 \\
 &= 1,6 \times 0,4 \\
 &= 0,64 \\
 S_{DS} &= F_a \times S_s \\
 &= 1,1 \times 1 \\
 &= 1,1
 \end{aligned}$$

- Menentukan koefisien respon gempa elastik

$$\begin{aligned}
 T_s &= \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \\
 &= \frac{0,64}{1,1} \\
 &= 0,5818 \\
 T_0 &= 0,2 \times T_s \\
 &= 0,2 \times 0,5818 \\
 &= 0,1164
 \end{aligned}$$

Cek persyaratan bila  $T_0 < T < T_s$ , maka digunakan syarat 2 :

$$\begin{aligned}
 C_{SM} &= S_{DS} \\
 &= 1,1
 \end{aligned}$$

- Menentukan faktor modifikasi respon ( R )

Tabel 5.40 Zona gempa

Koefisien percepatan ( $S_{D1}$ )	Zona gempa
$S_{D1} \leq 0,15$	1
$0,15 < S_{D1} \leq 0,30$	2
$0,30 < S_{D1} \leq 0,50$	3
$S_{D1} > 0,50$	4

Dari perhitungan  $S_{D1}$  diperoleh nilai 0,64 yang masuk kedalam kategori zona 4. Struktur jembatan yang masuk pada zona 4, kecuali untuk fondasi nilai R diambil 1,0.

Data perencanaan beban gempa :

$$C_{SM} = 1,1$$

R bang. Bawah = 1,0  
 R bang. atas = 1,0  
 W setengah bang. atas = 97,50 ton  
 Beban mati abutmen = 132,59 ton

Beban gempa akibat bangunan atas

$$\begin{aligned}
 E_{q1} &= \frac{C_{SM}}{R} \times W_t \\
 &= \frac{1,1}{1} \times 97,50 \\
 &= 107,228 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

Beban gempa akibat bangunan bawah

$$\begin{aligned}
 E_{q2} &= \frac{C_{SM}}{R} \times W_t \\
 &= \frac{1,1}{1} \times 150,07 \\
 &= 165,073 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

Momen bangunan atas

$$\begin{aligned}
 M E_{q1} &= 107,228 \times 3,5 \\
 &= 375,298 \text{ ton.m}
 \end{aligned}$$

Momen bangunan bawah

$$\begin{aligned}
 M E_{q2} &= 165,073 \times 1,7503 \\
 &= 288,927 \text{ ton.m}
 \end{aligned}$$

Total beban gempa

$$\begin{aligned}
 E_{tot} &= 107,228 + 165,073 \\
 &= 272,3012 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

Total momen gempa

$$\begin{aligned}
 M E_{tot} &= 375,298 + 288,927 \\
 &= 664,225 \text{ ton.m}
 \end{aligned}$$

## 7. Beban angin

Gaya angin pada bangunan atas tergantung luas ekuivalen diambil sebagai luas padat jembatan dalam elevasi proyeksi tegak lurus. Gaya nominal akibat angin bergantung pada kecepatan angin rencana. Beban angin yang diperhitungkan berdasarkan RSNIT – 02 – 2005 adalah sebagai berikut :

$$TEW = 0,0012 \times C_w \times V_w^2 \times A_b$$

$$\text{Kecepatan angin rencana } (V_w) = 30 \text{ m/s}$$

$$\text{Lebar jembatan } (b) = 9,4 \text{ m}$$

$$\text{Tinggi samping jembatan} = 1,45 \text{ m}$$

$$\text{Bentang jembatan } (L) = 14 \text{ m}$$

$$\text{Luas bagian samping } (A_b) = 20,3 \text{ m}$$

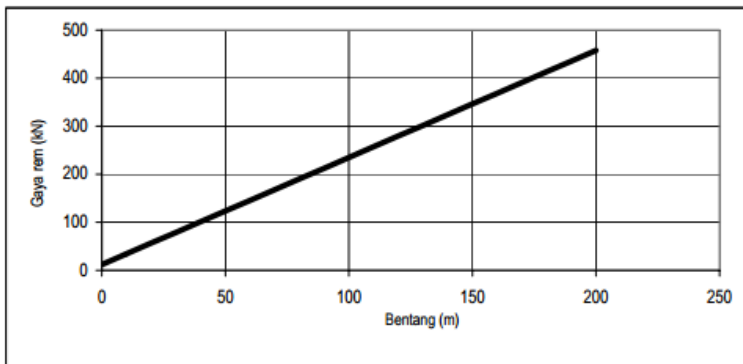
$$\text{Koefisien seret } (C_w) = 1,25$$

$$\begin{aligned} T_{EW} &= 0.0006 \times C_w \times V_w^2 \times A_b \\ &= 0,0006 \times 1,25 \times 30^2 \times 20,3 \\ &= 13,703 \text{ kN} \end{aligned}$$

## 8. Beban rem

Analisa gaya rem sesuai dengan RSNI- T – 02 – 2005 Standart Pembebanan jembatan

*Tabel 5.41 Gaya rem per lajur 2,75 m*



Diketahui :

Panjang jembatan ( L ) = 14 m

Jumlah jalur ( n ) = 2

Gaya rem yang didapat dari tabel 45 kN untuk jembatan dengan bentang 14 m atau setara dengan 4,5 ton.

### 9. Beban pejalan kaki

Menurut RSNI T-02 2005 pasal 6.9, beban pejalan kaki bekerja pada lantai trotoar sehingga beban pejalan kaki disalurkan seluas trotoar sehingga didapat rumus :

$$P_{TP} = A \times q \text{ pejalan kaki}$$

Dengan ,

A = Luas trotoar

q = beban pejalan kaki

Sehingga untuk menggunakan rumus diatas dapat dicari :

Panjang jembatan, L = 14 m

Lebar trotoar, b = 1 m

Luas trotoar, ( A = L x b ) = 14 m

Jumlah trotoar, n = 2

Beban pejalan kaki = 5 kPa = 5 kN/m<sup>2</sup>

$$P_{TP} = A \times q \times n$$

$$= 14 \times 5 \times 2$$

$$= 140 \text{ kN}$$

### 5.2.2.2 Perhitungan Gaya Aksial Tiang Pancang

Setelah perhitungan analisis pembebanan diatas, langkah selanjutnya adalah analisis momen dan gaya. Untuk perhitungan momen dan gaya dipusatkan pada center pile cap. Berikut ini momen dan gaya yang bekerja pada pile cap ditunjukkan pada tabel 5.8 berikut.

*Tabel 5.42 Perhitungan gaya dan momen pada center pile cap abutment  
( Abt 2 )*

NO	URAIAN	V	Hx	Hy	X	y	z	Mx	My
		ton	ton	ton	m	m	m	Tonm	Tonm
I	<b>Beban Tetap</b>								
	Struktur Bangunan Atas	97.480							
	Struktur Abutment	150.067			0.497			74.599	
	Tek tanah aktif		52.346					73.364	
II	<b>Beban Hidup</b>								
	BTR + BGT	7.900							
	Beban pejalan kaki	14.000							
	Beban Rem		4.500				4.950	22.275	
	Beban Angin			1.370					5.789
III	<b>Aksi lain (Gempa)</b>								
	Eq Struktur Bangunan Atas		107.228	107.228				375.298	375.298
	Eq Abutment		165.073	165.073				288.927	288.927
	Eq Tek tanah dinamis		64.267				1.875	120.500	

- Kombinasi 1 ( D + L + Ta )

*Tabel 5.43 Kombinasi 1*

NO	URAIAN	V	Hx	Hy	Mx	My
		ton	ton	ton	Tonm	Tonm
I	<b>Beban Tetap</b>					
	Struktur Bangunan Atas	97.48				
	Struktur Abutment	150.07			74.60	
	Tek tanah aktif			52.3463	73.36	
II	<b>Beban Hidup</b>					
	BTR + BGT	7.90				
	Beban pejalan kaki	14.00				
Total		269.45	52.35	0	147.96	0

- Kombinasi 2 ( D + L Ta + T<sub>B</sub> )

Tabel 5.44 Kombinasi 2

NO	URAIAN	V	Hx	Hy	Mx	My
		ton	ton	ton	Tonm	Tonm
I	<b>Beban Tetap</b>					
	Struktur Bangunan Atas	97.48				
	Struktur Abutment	150.07			74.60	
	Tek tanah aktif		52.3463		73.36	
II	<b>Beban Hidup</b>					
	BTR + BGT	7.90				
	Beban pejalan kaki	14.00				
	Beban Rem		4.50		22.28	
Total		269.45	56.85	0.00	170.24	0.00

- Kombinsai 3 ( D + L + Ta + T<sub>B</sub> + T<sub>EW</sub> )

Tabel 5.42 Kombinasi 3

NO	URAIAN	V	Hx	Hy	Mx	My
		ton	ton	ton	Tonm	Tonm
I	<b>Beban Tetap</b>					
	Struktur Bangunan Atas	97.48				
	Struktur Abutment	150.07			74.60	
	Tek tanah aktif		52.3463		73.36	
II	<b>Beban Hidup</b>					
	BTR + BGT	7.90				
	Beban pejalan kaki	14.00				
	Beban Rem		4.50		22.28	
	Beban Angin			1.37		5.79
Total		269.45	56.85	1.37	170.24	5.79

- Kombinasi 4 ( D + Ex + 30% Ey + Taq )

*Tabel 5.43 Kombinasi 4*

NO	URAIAN	V	Hx	Hy	Mx	My
		ton	ton	ton	Tonm	Tonm
I	Beban Tetap					
	Struktur Bangunan Atas	97.48				
	Struktur Abutment	150.07			74.60	
II	Beban Hidup					
	BTR + BGT	5.53				
	Beban pejalan kaki	9.80				
	Beban Rem		4.50		22.28	
III	Aksi lain (Gempa)					
	Eq Struktur Bangunan Atas		107.23	32.17	375.30	112.59
	Eq akibat beban hidup		16.86	5.06	59.02	17.71
	Eq Abutment		165.07	49.52	288.93	86.68
	Eq Tek tanah dinamis		64.27		120.50	
Total		262.88	357.93	86.75	940.62	216.97

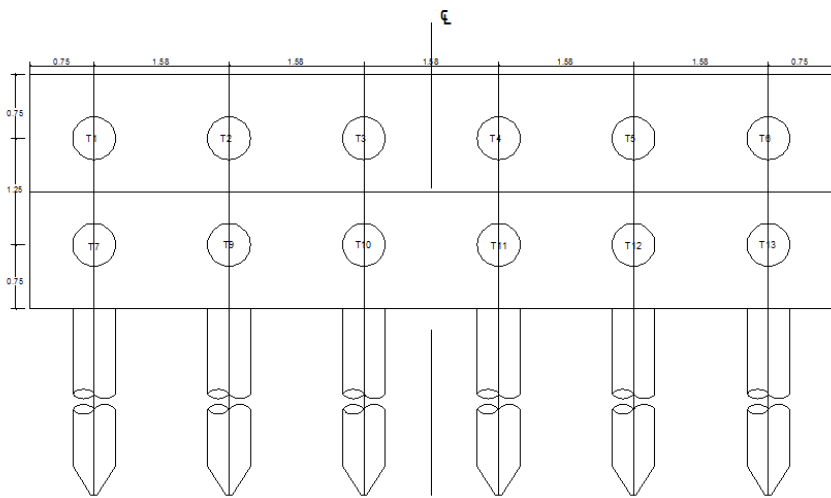
- Kombinasi 5 ( D + 30% Ex + Ey + Taq )

*Tabel 5.44 Kombinasi 5*

NO	URAIAN	V	Hx	Hy	Mx	My
		ton	ton	ton	Tonm	Tonm
I	<b>Beban Tetap</b>					
	Struktur Bangunan Atas	97.48				
	Struktur Abutment	150.07			74.60	
II	<b>Beban Hidup</b>					
	BTR + BGT	5.53				
	Beban pejalan kaki	9.80				
	Beban Rem		4.50		22.28	
III	<b>Aksi lain (Gempa)</b>					
	Eq Struktur Bangunan Atas		32.17	107.23	112.59	375.30
	Eq akibat beban hidup		16.86	5.06	59.02	17.71
	Eq Abutment		49.52	165.07	86.68	288.93
	Eq Tek tanah dinamis		19.28		36.15	
Total		262.88	122.33	277.36	391.31	681.93



Konfigurasi Tiang pancang :



Gambar 5.27 Konfigurasi tiang pancang abutment ( Abt 2 )

X = Jarak tiang terhadap sumbu x ( m )  
= 1,2 m

Y = Jarak tiang terhadap sumbu y ( m )  
= 1,75 m

Dari kombinasi dan konfigurasi diatas, maka daya dukung per tiang dapat dihitung menggunakan rumus :

$$P = \frac{V}{n} \pm \frac{Mx*y}{\sum y^2} \pm \frac{My*x}{\sum x^2}$$

P = Gaya aksial yang terjadi pada 1 tiang ( ton )

V = Total gaya aksial ( ton )

n = Jumlah tiang pancang ( buah )

Mx = Momen sumbu x ( ton.m )

My = Momen subu y ( ton.m )

y = Jarak tiang terhadap sumbu x ( m )

x = Jarak tiang terhadap sumbu y ( m )

Tabel 5.45 perhitungan kemampuan gaya aksial pertiang

Tiang No	x	y	x <sup>2</sup>	y <sup>2</sup>	komb1	komb2	komb 3	komb4	komb 5
1	-0.625	-3.95	0.39	15.60	2.73	-0.24	-0.51	-113.32	-61.10
2	-0.625	-2.37	0.39	5.62	2.73	-0.24	-0.40	-109.39	-48.77
3	-0.625	-0.79	0.39	0.62	2.73	-0.24	-0.30	-105.47	-36.43
4	-0.625	0.79	0.39	0.62	2.73	-0.24	-0.19	-101.55	-24.10
5	-0.625	2.37	0.39	5.62	2.73	-0.24	-0.09	-97.62	-11.77
6	-0.625	3.95	0.39	15.60	2.73	-0.24	0.02	-93.70	0.56
7	0.625	-3.95	0.39	15.60	42.18	45.15	44.89	137.51	43.25
8	0.625	-2.37	0.39	5.62	42.18	45.15	45.00	141.44	55.58
9	0.625	-0.79	0.39	0.62	42.18	45.15	45.10	145.36	67.92
10	0.625	0.79	0.39	0.62	42.18	45.15	45.20	149.28	80.25
11	0.625	2.37	0.39	5.62	42.18	45.15	45.31	153.21	92.58
12	0.625	3.95	0.39	15.60	42.18	45.15	45.41	157.13	104.91
Total			4.69	87.37					

Dari perhitungan gaya aksial diata, yang terjadi pada 1 pilar tiang pancang didapatkan gaya aksial sebesar 157,13 ton, selanjutnya gaya aksial yang haru terjadi haru lebih kecil dari daya dukung tanah.

### 5.2.2.3 Perhitungan Daya Dukung Tanah

Dari tabel perhitungan kemampuan gaya aksial pertiang dapat diketahui nilai maksimum (  $P_{max}$  ) gaya aksial pancang akibat beban tetap ( kombina 1,2,3 ) adalah 45 ton, sedangkan untuk nilai maksimum (  $P_{max}$  ) gaya aksial tiang pncang akibat beban sementara adalah 157,13 ton. Dari hasil kemampuan tiang pancang didapatkan hasil reaksi berupa gaya aksial tekan saja, maka akan di kontrol dengan daya dukung tanah akibat tekan. Perhitungan daya dukung tanah berdasarkan tiang pancang yang berdiameter 50 cm ( 0,5 m ) dan berdasarkan data pengujian tanah SPT pada titik bor abutmen ( Abt 2 ). Daya dukung tanah

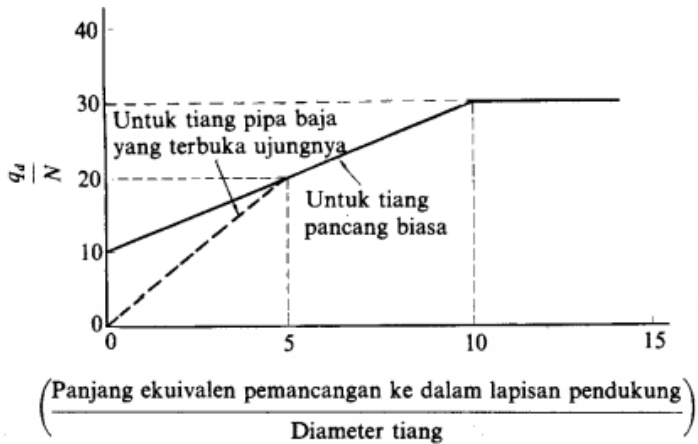
dihitung berdasarkan rumus *Kazuto Nakazawa* dan hasilnya ditunjukkan dalam tabel 5.15.

$R_u$	= $R_f + R_t$ ( ton )
$R_u$	= Daya dukung batas tanah pondasi ( ton )
$R_t$	= Daya dukung ujung tiang ( ton )
	= $q_d + A_p$
$q_d$	= daya dukung terpusat ( ton )
	= $N \times (q_d/N)$
$N$	= Nilai $N$ rata – rata untuk perencanaan tanah pondasi pada ujung tiang
	= $(N_1 + N_2) / 2$
$N_1$	= Nilai $N$ pada ujung tiang
$N_2$	= Nilai rata – rata nilai $N$ pada jarak $4D$ dari ujung tiang
$R_f$	= Daya geser dinding tiang / skin friction ( ton )
	= $\sum li \cdot fi + A_{st}$
$A_p$	= Luas penampang tiang ( $m^2$ )
$A_{st}$	= Keliling penampang tiang ( m )
$li$	= Panjang segmen yang ditinjau
$fi$	= Gaya geser pada maksimum tiang dari lapisan tanah dengan memperhitungkan geseran dinding tiang ( $ton/m^2$ )
	= $N$ maksimum $N \leq 12 \text{ ton}/m^2$ , untuk clay / silt
	= $N$ maksimum $N/5 \leq 10 \text{ ton}/m^2$ , untuk sand
$R_a$	= Daya dukung ijin tiang
	= $(R_u / SF) - W_p$
$W_p$	= Berat total per tiang ( ton/tiang )
	= $L_{tot} \times W_t$
$L_{tot}$	= Kebutuhan panjang tiang ( m )
$W_t$	= Berat total ( ton/m )
$I$	= Panjang penetrasi tiang sampai ke ujung

Data perencanaan tiang pancang :

$$D_{pile} = 0,5 \text{ m}$$

$A_p = 0,196 \text{ m}^2$   
 $A_{st} = 1,57 \text{ m}$   
 $S_f = 3, \text{ untuk beban tetap}$   
 $S_f = 2, \text{ untuk beban sementara}$



Gambar 5.28. Diagram perhitungan dari intensitas daya dukung ultimate tanah pondasi pada ujung tiang

Tabel 5.46 perhitungan daya dukung ijin tanah untuk pondasi berdasarkan mayerhoff diameter 0,4 m, titik bor Abt

Depth (m)	Jenis Tanah	N rata2	fi (t/m2)	li*tebal (t/m)	S(li*tebal) (t/m)	t/N	N2 (4D)	N	Nilai Penetrasi	I	qd/N	qd	Rt	Rf	Wp	Qu (Ton)	In tiang (Ton)	
0	Lempung kelanauan padat coklat	0.0	0	0	0		0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	2	2.5
-1	Lempung kelanauan padat coklat	2.5	2.50	2.50	2.5	0.400	1.250	1.88	1.16	2.90	16.80	31.500	6.185	3.927	1.963	10.112	2.156	1.145
-2	lempung berlanau berbatu padat coklat	5.0	5.00	5.00	7.5	0.200	2.500	3.75	2.32	5.80	15.50	58.125	11.413	11.781	3.927	23.194	8.697	6.378
-3	lempung berlanau berpasir, berbatu padat kuning	6.0	6.00	6.00	13.5	0.167	4.500	5.25	2.50	6.25	15.70	82.425	16.184	21.206	7.069	37.390	15.795	12.056
-4	lempung berlanau berpasir, berbatu padat kuning	7.0	7.00	7.00	20.5	0.143	6.000	6.50	2.00	5.00	14.00	91.000	17.868	32.201	9.425	50.069	22.135	17.128
-5	lempung berlanau berpasir, berbatu padat kuning	11.5	11.50	11.50	32	0.087	8.167	9.83	1.54	3.85	13.30	130.783	25.679	50.265	12.828	75.945	35.072	27.478
-6	lempung berlanau berpasir, berbatu padat kuning	16.0	12.00	12.00	44	0.063	11.500	13.75	2.20	5.50	15.00	206.250	40.497	69.115	18.064	109.612	51.906	40.945
-7	lempung berlanau berpasir, berbatu padat kuning	21.0	12.00	12.00	56	0.048	16.167	18.58	1.94	4.85	13.70	254.592	49.989	87.965	25.395	137.954	66.077	52.281
-8	lempung berlanau berpasir, berbatu padat kuning	26.0	12.00	12.00	68	0.038	21.000	23.50	2.00	5.00	14.00	329.000	64.599	106.814	32.987	171.413	82.807	65.665
-9	Lempung kepasiran padat kuning abu-abu coklat	29.0	12.00	12.00	80	0.034	25.333	27.17	2.26	5.65	14.80	402.067	78.946	125.664	39.794	204.609	99.405	78.944
-10	Lempung kepasiran padat kuning abu-abu coklat	32.0	12.00	12.00	92	0.031	29.000	30.50	2.00	5.00	14.00	427.000	83.841	144.513	45.553	228.355	111.277	88.442
-11	Lempung kepasiran padat kuning abu-abu coklat	41.5	12.00	12.00	104	0.024	34.167	37.83	1.56	3.90	13.30	503.183	98.800	163.363	53.669	262.163	128.181	101.965
-12	Lempung kepasiran padat kuning abu-abu coklat	51.0	12.00	12.00	116	0.020	41.500	46.25	2.10	5.25	14.70	679.875	133.493	182.212	65.188	315.706	154.953	123.382
-13	Btuan sangat padat	51.0	12.00	12.00	60	0.020	47.833	49.42	1.28	3.20	12.00	593.000	116.435	94.248	75.136	210.683	102.442	81.373
-14	Btuan sangat padat	51.0	12.00	12.00	60	0.020	51.000	51.00	2.14	5.35	15.20	775.200	152.210	94.248	80.111	246.458	120.329	95.683
-15	Btuan sangat padat	51.0	12.00	12.00	72	0.020	51.000	51.00	1.80	4.50	13.50	688.500	135.187	113.097	80.111	248.284	121.242	96.414
-16	Btuan sangat padat	51.0	12.00	12.00	84	0.020	51.000	51.00	2.10	5.25	14.70	749.100	147.203	131.947	80.111	279.150	136.675	108.760
-17	Btuan sangat padat	51	12.00	12.00	96	0.020	51.000	51.00	2.10	5.25	15.70	800.700	157.217	150.796	80.111	308.014	151.107	120.305
-18	Btuan sangat padat	51	12.00	12.00	108	0.020	51.000	51.00	2.10	5.25	16.70	851.700	167.231	169.646	80.111	336.877	165.538	131.851
-19	Btuan sangat padat	51	12.00	12.00	120	0.020	51.000	51.00	2.10	5.25	17.70	902.700	177.245	188.496	80.111	365.740	179.970	143.396
-20	Btuan sangat padat	51	12.00	12.00	132	0.020	51.000	51.00	2.10	5.25	18.70	953.700	187.259	207.345	80.111	394.604	194.402	154.941
-21	Btuan sangat padat	51	12.00	12.00	144	0.020	51.000	51.00	2.10	5.25	19.70	1004.700	197.272	226.195	80.111	423.467	208.834	166.487
-22	Btuan sangat padat	51	12.00	12.00	156	0.020	51.000	51.00	2.10	5.25	20.70	1055.700	207.286	245.044	80.111	452.330	223.265	178.032
-23	Btuan sangat padat	51	12.00	12.00	168	0.020	51.000	51.00	2.10	5.25	21.70	1106.700	217.300	263.894	80.111	481.194	237.697	189.578
-24	Btuan sangat padat	51	12.00	12.00	180	0.020	51.000	51.00	2.10	5.25	22.70	1157.700	227.314	282.743	80.111	510.057	252.129	201.123
-25	Btuan sangat padat	51	12.00	12.00	192	0.020	51.000	51.00	2.10	5.25	23.70	1208.700	237.328	301.593	80.111	538.921	266.560	212.668
-26	Btuan sangat padat	51	12.00	12.00	204	0.020	51.000	51.00	2.10	5.25	24.70	1259.700	247.342	320.442	80.111	567.784	280.992	224.214
-27	Btuan sangat padat	51	12.00	12.00	216	0.020	51.000	51.00	2.10	5.25	25.70	1310.700	257.355	339.292	80.111	596.647	295.424	235.759
-28	Btuan sangat padat	51	12.00	12.00	228	0.020	51.000	51.00	2.10	5.25	26.70	1361.700	267.369	358.142	80.111	625.511	309.855	247.304
-29	Btuan sangat padat	51	12.00	12.00	240	0.020	51.000	51.00	2.10	5.25	27.70	1412.700	277.383	376.991	80.111	654.374	324.287	258.850
-30	Btuan sangat padat	51	12.00	360.00	600	0.020	51.000	51.00	2.10	5.25	28.70	1463.700	287.397	942.478	80.111	1229.875	612.037	489.050

#### 5.2.2.4 Perhitungan Efisiensi Tiang Pancang

Daya dukung kelompok tiang bukanlah berarti daya dukung satu tiang dikalikan dengan jumlah tiang. Hal ini karena intervensi ( tumpang tindihnya ) garis-garis tegangan dari tiang-tiang yang berdekatan ( group action ). Pengurangan gaya dukung kelompok tiang yang disebabkan oleh group action ini biasanya dinyatakan dalam suatu angka efisiensi.

Perhitungan efisiensi kelompok tiang berdasarkan rumus Converse-Labbarre :

$$\eta = 1 - \arctan \left( \frac{D}{K} \right) \frac{(n-1)m + (m-1)n}{90 \cdot m \cdot n}$$

$\eta$  = koefisien efisiensi kelompok tiang pancang

D = Diameter tiang pancang

K = Jarak antar tiang tegak lurus sumbu x

m = Jumlah tiang dalam satu kolom ( buah )

n = Jumlah tiang dalam satu baris ( buah )

$$\begin{aligned} \eta &= 1 - \arctan \left( \frac{D}{K} \right) \frac{(n-1)m + (m-1)n}{90 \cdot m \cdot n} \\ &= 1 - \arctan \left( \frac{0,5}{1,58} \right) \frac{(2-1) \times 6 + (6-1) \times 2}{90 \times 6 \times 2} \\ &= 0,739 \end{aligned}$$

#### 5.2.2.5 Kontrol Kekuatan Tiang Pancang

Setelah mendapat P yang terjadi maka dilakukan analisis kontrol kekuatan tiang pancang terhadap gaya dan momen yang bekerja serta kontrol geser pons untuk mengetahui kemampuan beton menahan geser. Dari adhi karya klasifikasi direncanakan tiang pancang beton prategang dengan :

- Diameter tiang pancang ( D ) = 0,5 m
- Tebal ( d ) = 0,09 m

- Kelas = A2
- Mutu beton (  $f_c'$  ) = 50 Mpa
- Allowable axial load = 185,3 ton
- Bending momen Crack = 10,5 ton.m
- Bending momen ultimit = 15,8 ton.m
- Modulus elastisitas = 331674,841 kg/cm<sup>2</sup>
- Momen inersia = 306796,158 cm<sup>4</sup>

**1. Kontrol terhadap gaya aksial vertikal**

Daya dukung suatu tiang harus ditinjau berdasarkan kekuatan tanah tempat tiang pancang ditanam. Hasil daya dukung yang terendah adalah yang menentukan yang dipakai sebagai daya dukung ijin tiang.

- Berdasarkan daya dukung tanah  
Berdasarkan analisa perhitungan daya dukung tanah (data SPT) dari perumusan *Kazuto Nakazawa* didapatkan besarnya daya dukung ijin tanah terhadap pondasi tiang pancang prestressed concrete spun pile Ø 0,5 m dengan kedalaman 10 m diperoleh  $Q_{ijin}$  seperti tabel dibawah ini,

*Tabel 5.47 Resume Pijin tiang pancang Ø 0,5 m pada kedalaman 10 m*

Data tanah	P ijin beban sementara ( ton )	P ijin beban tetap ( ton )
Titik Abt 2	156	103

- Berdasarkan kekuatan bahan  
Kekuatan tekan ( maksimal ) terhadap gaya aksial vertikal untuk tiang pancang berdiameter 0,5 m adalah 185,3 ton , sedangkan beban vertikal maksimal yang diterima tiang adalah 156,5 ton.

## 2. Kontrol terhadap beban horizontal

Gaya – gaya horisontal (  $H_x$  ) diperoleh dari gaya searah dengan arah sumbu x, diantaranya : Tekanan tanah dinamis akibat gempa + Beban rem + Beban 100% akibat gempa ( struktur atas + Abutment )

$$\begin{aligned} H_x &= 64,27 \text{ ton} + 4,5 \text{ ton} + 269,78 \text{ ton} \\ &= 338,55 \text{ ton} \end{aligned}$$

Gaya – gaya horisontal (  $H_y$  ) diperoleh dari beban searah sumbu y, diantaranya : 30% akibat gempa ( Struktur atas + Abutment ) dan beban angin

$$\begin{aligned} H_y &= 81,69 \text{ ton} + 1,370 \text{ ton} \\ &= 83,06 \text{ ton} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} H &= (H_x^2 + H_y^2)^{0,5} \\ &= (341,07^2 + 83,06^2)^{0,5} \\ &= 351,04 \text{ ton} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{H per tiang} &= \frac{H}{\text{jumlah tiang}} \\ &= \frac{351,04}{12} \\ &= 29,253 \text{ ton} \end{aligned}$$

Kemampuan tiang menahan gaya horizontal bila diijinkan adanya pergeseran posisi ujung tiang sebesar d.

$$H_a = \frac{k \times D}{\beta} \times \delta a$$

$$\beta = \left( \frac{k \times D}{4 \times E \times I} \right)^{0,25}$$



$$k = 0,2 \times Eo \times D^{-3/4} \times y^{-1/2}$$

Dimana :

Ha = Daya dukung horizontal yang diijinkan ( kg )

k = Koefisien reaksi lapisan tanah di bawah permukaan ( kg )

D = Diameter tiang ( cm )

EI = kekakuan lentur tiang ( kg/cm<sup>-1</sup> )

δa = Besarnya pergeseran tiang normal ( cm ) = 1 cm

y = Besarnya pergeseran yang akan dicari ( cm ) = 1 cm

Eo = Modulus deformasi tanah  
= 28 N – SPT rata – rata pada kedalaman tiang pancang

$$k = 0,2 \times 28 \times 20,71 \times 0,05 \times 1$$

$$= 6,167$$

$$\beta = \left( \frac{k \times D}{4 \times E \times I} \right)^{0,25}$$

$$= \left( \frac{6,16745 \times 50}{4 \times 331674,841 \times 306796} \right)^{0,25}$$

$$= 0,00525$$

$$Ha = \frac{k \times D}{\beta} \times \delta a$$

$$= \frac{6,167 \times 50}{0,00525} \times 1$$

$$= 58777,67 \text{ kg}$$

$$= 58,78 \text{ ton}$$

*H per tiang < Ha*  
29,25 ton < 58,78 ton

OK

**a. Kontrol terhadap momen**

Momen maksimum yang terjadi pada ting pancang  
dihitung dengan persamaan :

$$\begin{aligned} M_m &= 0,2079 \times \frac{H}{2 \times \beta} \\ &= 0,2079 \times \frac{29253,038}{2 \times 0,06558} \\ &= 579604,52 \text{ kg.cm} \\ &= 5,80 \text{ ton.m} \end{aligned}$$

$$M_{crack} < M_{max}$$

$$10,5 \text{ ton.m} < 5,8 \text{ ton.m}$$

OK

### 5.2.3 Kontrol Stabilitas Abutment

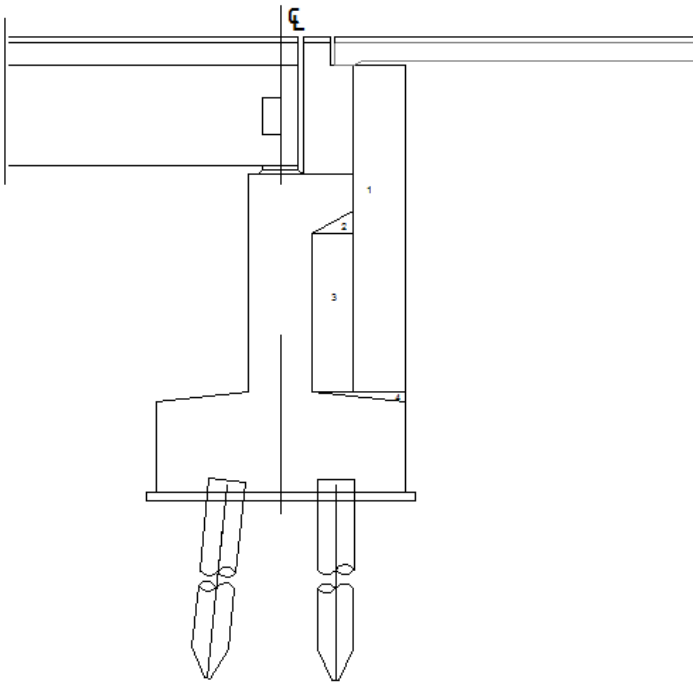
#### 5.2.3.1 Kontrol Stabilitas Guling

Kontrol guling untuk mengetahui perbandingan besarnya gaya yang menahan abutmen dan yang mendorong / menggulingkan abutmen.

$$\frac{\Sigma \text{Momen Penahan}}{\Sigma \text{Momen Guling}} > 1,1$$

1. Momen penahan guling

$\Sigma$ momen penahan merupakan total dari gaya yang bekerja untuk menahan abutmen agar tidak terjadi guling dan dikalikan dengan faktor ultimit dari gaya.



*Gambar 5.29 Letak titik guling A pada Abutment ( Abt 1 )*

*Tabel 5.48 Berat timbunan tanah diatas pile cap*

Segmen	luasan (m )		berat jenis	lebar	Berat	x	Momen
	h	b	Ton/m3	m	Ton	m	Ton.m
1	3.60	0.58	1.8	9.4	35.32896	1.08	38.29659
2	0.25	0.45	1.8	9.4	1.9035	0.64	1.223951
3	1.75	0.45	1.8	9.4	13.35496	0.57	7.585615
4	0.10	1.04	1.8	9.4	1.75122	0.92	1.602366
Total							48.70852

Tabel 5.49 Rekapitulasi momen penahan abutment

Gaya Penahan	V	Lengan	Faktor	Momen
	Ton	m	Ultimit	Ton.m
Bangunan Atas	97.47991	4.95	1.3	627.2832
Abutment	147.78	1.75	1.3	336.0744
Beban tanah poer 1	35.32896	1.084	1.25	47.87074
Beban tanah poer 2	1.9035	0.64	1.25	1.529938
Beban tanah poer 3	13.35496	0.568	1.25	9.482019
Beban tanah poer 4	1.75122	0.915	1.25	2.002958
Total				1024.243

## 2. Momen penyebab guling

Momen penyebab guling diambil dari beban tekanan tanah akibat beban rencana kendaraan.

Tabel 5.50 rekapitulasi momen guling abutment

Gaya Guling	V	Lengan	Faktor	Momen
	Ton	m	Ultimit	Ton.m
Tek tanah aktif 1	12.69	1.88	1.25	29.74
Tek tanah aktif 2	39.66	1.25	1.25	61.96
Total				91.71

$$\frac{1024,24}{91,71} > 1,1$$

$$11,17 > 1,1 \quad \text{OK}$$

### 5.2.3.2 Kontrol Stabilitas Geser

Pada kontrol geser abutmen adalah membandingkan besarnya gaya tahanan lateral ultimit dengan gaya lateral ultimit pada dinding abutmen.

$$\frac{\Sigma \text{ Penahan Lateral}}{\Sigma \text{ Gaya Lateral}} > 1,1$$

## 1. Tahanan lateral ultimate

$$\text{Berat sendiri abutment ( P )} = 147,78 \text{ ton}$$

$$\text{Sudut geser tanah ( } \phi \text{ )} = 30^\circ$$

$$\text{Nilai kohesi tanah ( } C_u \text{ )} = 5 \text{ Kpa}$$

Nilai kohesi tanah reduksi

$$( C_u' ) = K_{rc} \times C_u$$

$$= 0,7 \times 5$$

$$= 3,5 \text{ kpa}$$

Luas bidang kontak efektif

$$( A_{eff} ) = B_{eff} \times L_{eff}$$

$$= 9,4 \times 5$$

$$= 47 \text{ m}^2$$

Kondisi tanah di pondasi tiang pancang  
abutment merupakan tanah kohesif :

$$R_s = 0,4 \times A_{eff} \times C_u'$$

$$= 0,4 \times 47 \times 0,35$$

$$= 6,58 \text{ ton}$$

Kondisi tanah di pondasi tiang pancang  
abutment merupakan tanah tidak kohesif :

$$R_s = P \times \tan \phi$$

$$= 147,78 \times 0,58$$

$$= 85,318 \text{ ton}$$

Total gaya penahan lateral ultimit

$$= 85,318 + 6,58$$

$$= 91,8982 \text{ ton}$$

$$= 91,8982 \text{ ton}$$

## 2. Gaya lateral ultimate

$$\text{Tinggi timbunan ( H )} = 4,7 \text{ m}$$

$$\text{Kedalaman tiang pancang ( } H_p \text{ )} = 14 \text{ m}$$

$$\text{Sudut geser tanah ( } \phi \text{ )} = 30^\circ$$

$$\tan \phi = 0,577$$

Nilai kohesi tanah

$$( C_u ) = \tan^{-1} ( K_{rc} \times \phi )$$

$$= \tan^{-1} ( 0,8 \times 0,577 )$$

$$= 24,791^\circ$$

Nilai kohesi tanah ( Cu ) = 5 Kpa

Kondisi tanah timbunan di belakang abutmen merupakan tanah non kohesif :

$$\begin{aligned} K_a &= \frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi} \\ &= \frac{1 - 0,419}{1 + 0,419} \\ &= 0,409 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_a &= \text{Tekanan tanah akibat non kohesi} \\ &= ( 0,5 \times \gamma t \times H^2 \times K_a ) \\ &= 5,18 \text{ ton} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_{a.T} &= \text{Tekanan tanah akibat lapisan } 0,6 \text{ m} \\ &= ( \gamma t \times H \times K_a ) \\ &= 2,46 \text{ ton} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \Sigma \text{ Gaya lateral} &= P_a + P_{a.T} \\ &= 5,18 + 2,46 \\ &= 7,94 \text{ ton} \end{aligned}$$

Kondisi tanah di pondasi tiang pancang abutment merupakan tanah kohesif :

$$\begin{aligned} P_T &= \gamma t \times H_p - ( 2 \times C_u ) \\ &= 6,75 - 0,7 \\ &= 6,05 \text{ ton} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Total gaya lateral ultimit} &= 6,05 + 7,94 \\ &= 13,99 \text{ ton} \end{aligned}$$

$$\frac{91,898}{13,99} > 1,1$$

$$6,567 > 1,1 \quad \text{OK}$$

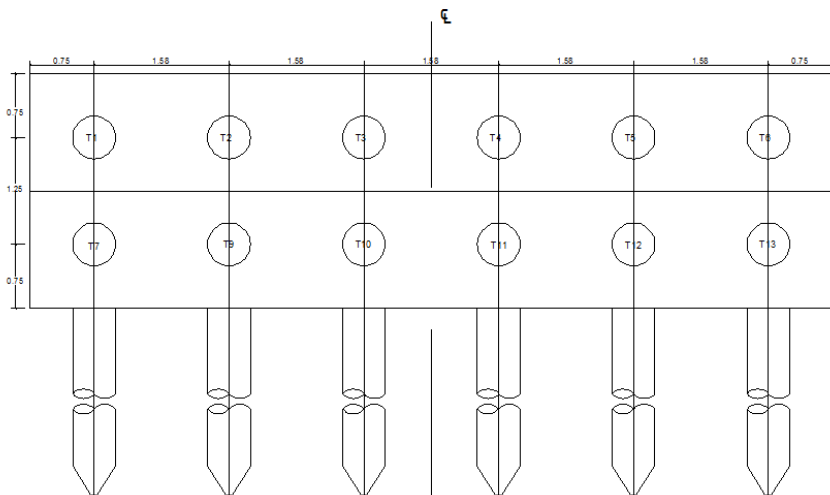
#### 5.2.4 Perhitungan Pile Cap

Perhitungan analisis pile cap berdasarkan pembebanan dalam keadaan batas ( ultimit ). Beban yang dihitung dari



Tabel 5.51 Perhitungan Gaya dan Momen pada Center Pile Cap

No	URAIAN	Faktor	V	Hx	Hy	x	y	z	Mx	My
		Beban	ton	ton	ton	m	m	m	tonm	tonm
I Beban Tetap										
	Struktur Atas	1.30	97.48							
	Abutment	1.30	147.78			0.49			72.94	
	Tek. Tanah Aktif 1	1.25		52.35					73.36	
II Peng. Beban Hidup										
	BTR + BGT	2.00	7.90							
	Beban pejalan kaki	2.00	14.00							
	Beban Rem	2.00		4.50				4.95	22.28	
	Beban Angin	1.20			1.37					5.79
III Aksi Lain ( Gempa )										
	Eq Struktur Atas	1.00		107.23	107.23				375.30	375.30
	Eq Abutment	1.00		162.55	162.55				284.37	284.37
	Eq Tek. Tanah Dinamis	1.00		64.27				1.88	120.50	



Gambar 5.31 Konfigurasi Tiang Pancang Abutment ( Abt 2 )



- x = Jarak tiang terhadap sumbu x ( m )  
= 1,25 m
- y = Jarak terhadap sumbu y ( m )  
= 1,58 m
- n = Jumlah tiang pancang  
= 12

Kombinasi yang dipakai untuk menghitung pile cap antara lain :

- **Kombinasi 1 ( 1,3D + 2L + 2Tb + 1,2Tew + 1,25Ta )**

Tabel 5.52 Kombinasi 1

No	Aksi / Beban	Fak. Beb.	Vu ton	Hx ton	Hy ton	Mx tonm	My tonm
1	Berat sendiri	1.30	321.81			96.98	
2	Tekanan Aktif	1.25		65.43		91.71	
3	Beban lajur	2.00	15.80				
4	Beban pejalan kaki	2.00	28.00				
5	Beban rem	2.00		9.00		44.55	
6	Beban angin	1.20			1.64		6.95
	Total		365.61	74.43	1.64	233.23	6.95

- Vu = 365,61 ton
- Hx = 74,43 ton
- Hy = 1,64 ton
- Mx = 233,23 ton.m
- My = 6,95 ton.m

- **Kombinasi 2 ( 1,3D + 30%Ex + Ey )**

Tabel 5.53 Kombinasi 2

No	Aksi / Beban	Fak. Beb.	Vu ton	Hx ton	Hy ton	Mx tonm	My tonm
1	Berat sendiri	1.30	321.81			96.98	
2	Beban gempa	1.00		81.69	272.30	199.27	664.22
3	Tek. Tanah Dinamis	1.00		64.27		120.50	
	Total		321.81	145.96	272.30	416.7	664.22

$$\begin{aligned}
 V_u &= 321,81 \text{ ton} \\
 H_x &= 145,96 \text{ ton} \\
 H_y &= 272,30 \text{ ton} \\
 M_x &= 416,7 \text{ ton.m} \\
 M_y &= 664,22 \text{ ton.m}
 \end{aligned}$$

- **Kombinasi 3 ( 1,3D + Ex + 30%Ey )**

*Tabel 5.54 Kombinasi 3*

No	Aksi / Beban	Fak. Beb.	Vu ton	Hx ton	Hy ton	Mx tonm	My tonm
1	Berat sendiri	1.30	321.81			97.0	
2	Beban gempa	1.00		272.30	81.69	664.22	199.27
3	Tek. Tanah Dinamis	1.00		64.27		120.50	
	Total		321.81	336.57	81.69	881.7	199.27

$$\begin{aligned}
 V_u &= 321,81 \text{ ton} \\
 H_x &= 336,57 \text{ ton} \\
 H_y &= 81,69 \text{ ton} \\
 M_x &= 881,7 \text{ ton.m} \\
 M_y &= 199,27 \text{ ton.m}
 \end{aligned}$$

Dari kombinasi dan konfigurasi diatas, maka perhitungan daya dukung tiang pancang dapat menggunakan rumus :

$$P = \frac{V}{n} \pm \frac{M_x * y}{\sum y^2} \pm \frac{M_y * x}{\sum x^2}$$

P = Gaya aksial yang terjadi pada 1 tiang ( ton )

V = Total gaya aksial ( ton )

n = Jumlah tiang pancang ( buah )

Mx = Momen sumbu x ( ton.m )

My = Momen subu y ( ton.m )

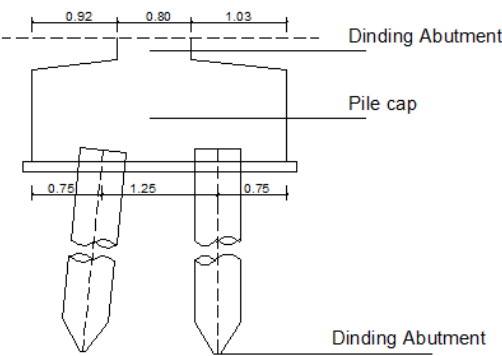
y = Jarak tiang terhadap sumbu x ( m )

x = Jarak tiang terhadap sumbu y ( m )

Tabel 5.55 Perhitungan kemampuan gaya aksial per tiang

No	x m	y m	x <sup>2</sup> m	y <sup>2</sup> m	Komb. 1 ton	Komb. 2 ton	Komb. 3 ton
1	-0.63	-3.95	0.39063	15.6025	-0.94	-58.78	-99.75
2	-0.63	-2.37	0.39063	5.6169	-0.82	-46.77	-96.15
3	-0.63	-0.79	0.39063	0.6241	-0.69	-34.75	-92.54
4	-0.63	0.79	0.39063	0.6241	-0.57	-22.74	-88.94
5	-0.63	2.37	0.39063	5.6169	-0.44	-10.73	-85.34
6	0.625	3.95	0.39063	15.6025	61.88	112.41	153.39
7	0.625	-3.95	0.39063	15.6025	61.25	52.36	135.37
8	0.625	-2.37	0.39063	5.6169	61.38	64.37	138.97
9	0.625	-0.79	0.39063	0.6241	61.50	76.38	142.58
10	0.625	0.79	0.39063	0.6241	61.63	88.39	146.18
11	0.625	2.37	0.39063	5.6169	61.75	100.40	149.78
12	0.625	3.95	0.39063	15.6025	61.88	112.41	153.39
Total			4.6875	87.374			

○ Perhitungan Momen



Gambar 5.32 Analisa Gaya dan Momen pada Pile Cap

Tabel 5.56 Perhitungan reaksi tiang pancang

Tiang Pancang	P komb 1 ton	P komb 2 ton	P komb 3 ton
$\Sigma P1$	181.04	55.36	-34.99
$\Sigma P2$	246.76	377.58	591.93

Tabel 5.57 Perhitungan Momen pile Cap

Reaksi Akibat	Jarak terh center poer	Momen		
		Komb 1	Komb 2	Komb 3
$\Sigma P1$	1.25	226.30	69.20	-43.74
$\Sigma P2$	1.25	308.45	471.97	739.91

Sehingga untuk perencanaan penulangan pile cap dipakai hasil reaksi dari kombinasi 3 ( 1,3 D + Ex + 30% Ey ) Momen yang dipakai untuk perhitungan penulangan pada pile cap adalah.

$$Mu = 739,91 \text{ ton.m}$$

$$Mu \text{ per meter} = 78,7135 \text{ ton.m/m'}$$

#### 5.4.2.2 Perhitungan penulangan Pile Cap

##### - Penulangan Lentur

$$\begin{array}{llll} Mu = & 78.71350192 & \text{kN.m} & B = 1000 \text{ mm} \\ f_c' = & 25 & \text{MPa} & d' = 55 \text{ mm} \\ f_y = & 320 & \text{MPa} & d = 1095 \text{ mm} \\ H = & 1150 & \text{mm} & \phi = 0.8 \end{array}$$

$$Mn = \frac{Mu}{\phi} = \frac{78.71350192}{0.8} = 98.3918774 \text{ tonm}$$

$$Rn = \frac{Mn}{b \times d^2} = \frac{98.39188 \times 1000000}{1000 \times 1199025} = 0.082 \text{ N/mm}^2$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 \times f_c'} = \frac{320}{0.85 \times 25} = 15.06$$

$$\begin{aligned} \rho_b &= \frac{\beta_1 \times 0.85 \times f_c'}{f_y} \left( \frac{600}{600 + f_y} \right) \\ &= \frac{0.85 \times 0.85 \times 25}{320} \left( \frac{600}{600 + 320} \right) \\ &= 0.0368 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho_{\text{mak}} &= 0.75 \times \rho \\ &= 0.0276 \end{aligned}$$

$$\rho_{\text{min}} = \frac{1.4}{f_y} = \frac{1.4}{320} = 0.004375$$

$$\begin{aligned} \rho &= \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{15.06} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15.06 \times 0.082}{320}} \right) \\ &= 0.00026 \end{aligned}$$

$$\begin{array}{ccccc} \text{Cek} & \rho_{\text{min}} & < & \rho & < & \rho_{\text{maks}} \\ & 0,004375 & < & 0,00026 & < & 0,0276 \end{array}$$

Luas tulangan yang diperlukan

$$\begin{aligned} A_s &= \rho \times b \times d \\ &= 0.0044 \times 1000 \times 1045 \\ &= 4571.875 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Direncanakan tulangan lentur D-32

$$\begin{aligned} A_s &= 0.25 \times \pi \times D^2 \\ &= 0.25 \times 3.14 \times 1024 \\ &= 803.84 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Menentukan jarak yang diperlukan

$$S = \frac{\text{As pasang} \times b}{\text{As perlu}}$$

$$= 175.82 \text{ mm}$$

$$= \frac{803.84 \times 1000}{4571.88}$$

Maka dipasang tulangan utama D32 – 150 ( As = 5358.933 mm<sup>2</sup> )

- **Penulangan Bagi**

$$\begin{aligned} \text{As}' &= 20\% \times \text{As} \\ &= 20\% \times 4571.875 \\ &= 914.375 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Direncanakan tulangan bagi D-16

$$\begin{aligned} \text{As} &= 0.25 \times \pi \times D^2 \\ &= 0.25 \times 3.14 \times 256 \\ &= 200.96 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Menentukan jarak yang diperlukan,

$$\begin{aligned} S &= \frac{\text{As pas} \times b}{\text{As perlu}} \\ &= \frac{200.96 \times 1000}{914.38} \\ &= 219.78 \text{ mm} \end{aligned}$$

Maka dipasang tulangan bagi D16 - 200 (  $A_s = 1004,8 \text{ mm}^2$  )

- **Tulangan tekan**

Luas tulangan yang diperlukan,

$$\begin{aligned} A_s &= \rho_{\min} \times b \times d \\ &= 0.004 \times 1000 \times 1045 \\ &= 4572 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Direncanakan tulangan tekan D-29

$$\begin{aligned} A_s &= 0.25 \times \pi \times D^2 \\ &= 0.25 \times 3.14 \times 841 \\ &= 660.185 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Menentukan jarak yang diperlukan,

$$\begin{aligned} S &= \frac{A_s \text{ pasang} \times b}{A_s \text{ perlu}} \\ &= \frac{660.185 \times 1000}{4571.88} \\ &= 144.40 \text{ mm} \end{aligned}$$

Maka dipasang tulangan tekan D29 – 130 (  $A_s = 5078,346 \text{ mm}^2$  )

- **Kontrol Geser Pons**

$$\begin{aligned} V_c &= \frac{1}{6} \times \sqrt{f_c'} \times b \times d \\ b &= \left( \pi \times (\emptyset TP + h) \right) \\ &= (3,14 \times (500 + 1095)) \\ &= 5008,3 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 d &= h_{\text{pons}} - d' \\
 &= 1150 - 55 \\
 &= 1095 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_c &= \frac{1}{6} \times \sqrt{f_c'} \times b \times d \\
 &= \frac{1}{6} \times \sqrt{25} \times 5008 \times 1095 \\
 &= 4570073.8 \text{ N} \\
 &= 457 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_u &= \frac{P_{\text{maks}}}{\frac{\phi}{153.39}} \\
 &= \frac{0.7}{219.12353} \text{ ton}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_c &> V_u \\
 457 &> 219.12 \quad \text{OK}
 \end{aligned}$$

### - Penulangan Geser

$$\begin{array}{ll}
 f_c' = 25 \text{ MPa} & d' = 55 \text{ mm} \\
 f_y = 280 \text{ MPa} & d = 1095 \text{ mm} \\
 H = 1150 \text{ mm} & \phi = 0.7 \\
 B = 1000 \text{ mm} & D = 13 \text{ mm}
 \end{array}$$

$$V_u = 591,93 \text{ ton}$$

$$V_u \text{ per meter} = \frac{591,93}{9,4}$$

$$= 62,97 \text{ ton}$$

$$= 629708,015 \text{ N}$$

$$V_c = \frac{1}{6} \times b \times d \times \sqrt{f_c'}$$

$$= \frac{1}{6} \times 1000 \times 1095 \times \sqrt{25}$$

$$= 912500 \text{ N}$$

$$V_{s \text{ min}} = \frac{b \times d}{3}$$



$$= \frac{1000 \times 1095}{3}$$
$$= 365000 \text{ N}$$

Kontrol,

CEK KONDISI GESER

1	$V_u$	$<$	$0.5 \times \phi \times V_c$		
	629708	$>$	319375		NOT OK
2	$0.5 \times \phi \times V_c$	$<$	$V_u$	$<$	$\phi \times V_c$
	319375	$<$	629708.0154	$<$	638750
					OK
3	$\phi \times V_c$	$<$	$V_u$	$<$	$\phi (V_c + V_{s \min})$
	638750	$>$	629708.0154	$<$	894250
					NOT OK
4	$\phi (V_c + V_{s \min})$	$<$	$V_u$	$<$	$\phi (V_c + 1/3 \sqrt{f_c'} b_w d)$
	894250	$>$	629708.0154	$<$	1916250
					NOT OK
5	$\phi (V_c + 1/3 \sqrt{f_c'} b_w d)$	$<$	$V_u$	$<$	$\phi (V_c + 2/3 \sqrt{f_c'} b_w d)$
	1916250	$>$	629708.0154	$<$	3193750
					NOT OK

Didapatkan dari kontrol perhitungan diatas masuk pada kondisi 2. Maka tidak perlu tulangan geser. Namun untuk keamanan dpasang tulangan praktis

$$A_v = 6 \times A_s$$
$$= 6 \times 0,25 \times \pi \times \varnothing^2$$
$$= 6 \times 0,25 \times 3,14 \times 144$$
$$= 678,24 \text{ mm}^2$$
$$S = \frac{A_s \times f_y \times d}{V_s}$$
$$= \frac{678,24 \times 280 \times 1045}{348333,333}$$
$$= 569,722 \text{ mm}$$

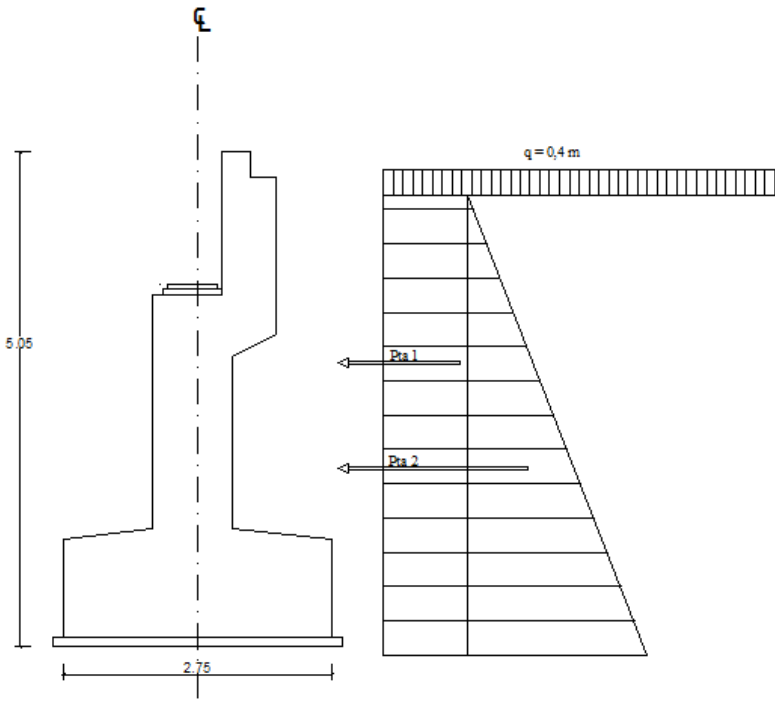
Maka untuk tulangan geser digunakan Ø 12 -600 (  $A_s = 1238 \text{ mm}^2$  )

### 5.2.5 Perhitungan Dinding Abutment

Perhitungan analisis pada dinding abutment berdasarkan pembebanan dalam keadaan batas (ultimate). Berikut ini analisis perencanaan dinding abutment.

#### 1. Analisis pembebanan dinding abutment

Analisis pembebanan dinding abutment ditunjukkan pada gambar 5.12 dengan beban yang bekerja yakni, beban sendiri, beban rem, beban tekanan tanah, dan beban gempa.



*Gambar 5.33 Analisa pembebanan pada dinding abutment*

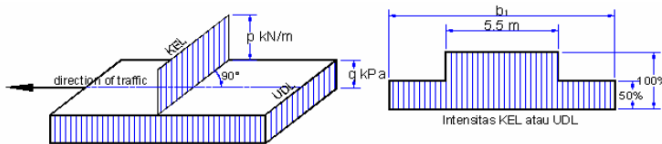
Data		
Panjang,	L	= 1 m
Lebar,	b	= 7 m
Tinggi,	h	= 0,2 m
Decking,	d'	= 55 mm
Tebal efektif,	d	= 945 mm
Diameter Tul.lentur		= 32mm
Diameter Tul.geser		= 16 mm
Mutu Baja Tulangan D>12mm, fy		= 320 mpa
Mutu baja tulangan D<12mm, fy		= 280 Mpa
Kuat tekan beton, fc'		= 29 Mpa
Faktor reduksi kekuatan lentur, Ø		= 0,8 Mpa
Faktor reduksi kekuatan geser, Ø		= 0,7 Mpa
Timbunan Tanah,	H	= 3,75 m
Sudut geser tanah,	φ	= 30 °
γ Volume Tanah		= 18 $\frac{kN}{m^3}$

Berikut ini pembebanan pembebanan yang terjadi pada dinding abutment :

1. Beban sendiri
 
$$\begin{aligned}
 q &= h \times L \times Wc \\
 &= 2,4 \times 0,8 \times 25 \\
 &= 48 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$
2. Beban long stopper
 
$$\begin{aligned}
 q &= h \times L \times Wc \\
 &= 1,45 \times 0,3 \times 25 \\
 &= 10,875 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$
3. Berat korbél
 
$$\begin{aligned}
 q &= h \times L \times Wc \\
 &= 1,67 \times 0,25 \times 25 \\
 &= 10,44 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$
4. Berat rem
 
$$\begin{aligned}
 TB &= 250 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 q &= \frac{TB}{b} \\
 &= \frac{250}{7} \\
 &= 35,71 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

### 5. Beban hidup lalu lintas



Gambar 5.34 Asumsi beban hidup lalu lintas

$$\begin{aligned}
 P_{BGT} &= 49 \text{ kN/m} \\
 q_{BTR} &= 9 \text{ kN/m}^2 \\
 V_{BTR} &= (5,5 \times q_{BTR}) + ((b - 5,5) \times 0,5 \times q_{BTR}) \times L \\
 &= (5,5 \times 9) + ((7 - 5,5) \times 0,5 \times 9) \times 14 \\
 &= 72 \text{ kN} \\
 V_{BGT} &= (5,5 \times (p_{BGT} \times (1 + DLA)) + (b - 5,5 \times (p_{BGT} \times (1 + DLA)))) \\
 &= (5,5 \times (49 \times (1 + 0,4)) + (7 - 5,5 \times (49 \times (1 + 0,4)))) \\
 &= 7 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 q_{BTR} &= \frac{V_{BTR}}{By} \\
 &= \frac{72}{7} \\
 &= 10,29 \text{ kN/m} \\
 q_{BGT} &= \frac{V_{BGT}}{By} \\
 &= \frac{7}{7} \\
 &= 1 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

### 6. Beban 1/2 bangunan atas

$$\begin{aligned}
 q_{abt} &= \frac{V_{abt}}{b} \\
 &= \frac{974,799}{9,4}
 \end{aligned}$$

$$= 103,702 \text{ kN/m}$$

7. Beban tekanan tanah aktif

$$\begin{aligned} q &= 0,6 \times \gamma t \\ &= 0,6 \times 18 \\ &= 10,8 \text{ kN/m}^2 \\ P_{Ta1} &= q \times K_a \times h \\ &= 10,8 \times 0,33 \times 3,75 \\ &= 13,50 \text{ kN/m} \\ P_{Ta1} &= 0,5 \times K_a \times \gamma t \times h^2 \\ &= 0,5 \times 0,33 \times 18 \times 3,75^2 \\ &= 42,19 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

8. Beban tekanan tanah aktif pada gempa

$$\begin{aligned} E_{AE} &= \frac{\gamma t \times H^2}{2} \times (1 - K_v) \times K_{AE} \\ &= \frac{18 \times 3,75^2}{2} \times (1 - 0) \times 0,54 \\ &= 68,369 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

9. Beban Gempa

- Beban gempa akibat bangunan atas

$$\begin{aligned} E_Q &= \frac{C_{sm}}{R} \times W t \\ &= \frac{1,1}{1} \times 947,7991 \\ &= 1072,279 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} q &= \frac{E_Q}{B} \\ &= \frac{1072,279}{9,4} \\ &= 114,07 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

- Beban gempa breast wall

$$\begin{aligned} E_Q &= \frac{C_{sm}}{R} \times W t \\ &= \frac{C_{sm}}{R} \times q \times b \\ &= \frac{1,1}{1,5} \times 48 \times 9,4 \\ &= 330,88 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 q &= \frac{E_Q}{B} \\
 &= \frac{330,88}{9,4} \\
 &= 35,20 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

- Beban gempa long stopper

$$\begin{aligned}
 E_Q &= \frac{C_{sm}}{R} \times Wt \\
 &= \frac{C_{sm}}{R} \times q \times b \\
 &= \frac{1,1}{1,5} \times 10,875 \times 9,4 \\
 &= 74,965 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 q &= \frac{E_Q}{B} \\
 &= \frac{74,965}{9,4} \\
 &= 7,98 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

- Beban gempa korbel

$$\begin{aligned}
 E_Q &= \frac{C_{sm}}{R} \times Wt \\
 &= \frac{1,1}{1,5} \times q \times b \\
 &= \frac{1,1}{1,5} \times 10,44 \times 9,4 \\
 &= 71,949 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 q &= \frac{E_Q}{B} \\
 &= \frac{71,949}{9,4} \\
 &= 7,65 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

### 5.2.5.1 Perhitungan Momen dan Gaya dinding abutment

- Kombinasi 1 (  $1,3 D + 2L + 2T_B + 1,2 T_{EW} + 1,25 T_a$  )

*Tabel 5.58 Kombinasi 1 Dinding abutment*

No	Aksi / Beban	Fak. Beb.	Vu kN/m	Hx kN/m	Lengan m	Mx kN.m/m'
1	Berat sendiri	1.30	90.11		0.00	0.00
2	Berat korbél	1.30	13.57		0.53	7.24
3	Berat long stop	1.30	14.14		0.15	2.12
4	Tek. Aktif 1	1.25		16.88	1.88	31.64
5	Tek. Aktif 2	1.25		52.73	1.25	65.92
5	UDL + $P_{KEL}$	2.00	22.57		0.00	0.00
6	Beban Rem	2.00		71.43	3.75	267.86
	Total		140.38	141.04		374.77

- Kombinasi 2 (  $1,3 D + 1 EQ + 1 T_{aq}$  )

*Tabel 5.59 kombinasi 2 Dinding abutment*

No	Aksi / Beban	Fak. Beb.	Vu kN/m	Hx kN/m	Lengan m	Mx kN.m/m'
1	Berat sendiri	1.30	90.11		0.00	0.00
2	Gempa Bang. Atas	1.00		114.07	3.75	427.77
3	Gempa Breast Wall	1.00		35.20	2.30	80.96
4	Gempa Korbél	1.00		7.65	4.10	31.38
5	Gempa Long Stop	1.00		7.98	4.23	33.69
6	Tek. Tanah. Dinamis	1.00		68.37	1.88	128.19
	Total		90.11	233.27		702.00

Untuk penulangan dinding abutment dipakai hasil reaksi dari kombinasi 2 (  $1,3 D + 1 EQ + 1 T_{aq}$  ). Momen yang dipakai untuk perencanaan penulangan dinding abutment sebesar : 702,00 kN/.m.

### 5.2.5.2 Perhitungan Penulangan Dinding Abutment

- **Perhitungan tulangan lentur**

$$\begin{aligned} M &= \frac{f_y}{0,85 f_c} \\ &= \frac{320}{0,85 \times 25} \\ &= 15,06 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_n &= \frac{M_u}{\phi} \\ &= \frac{702,00 \text{ kNm}}{0,8} \\ &= 877,499 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} R_n &= \frac{M_n}{b \times d^2} \\ &= \frac{877,499 \times 1000000}{1000 \times 645^2} \\ &= 1,581 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

$$b_1 = 0,85 f_c' \leq 25 \text{ Mpa}$$

$$\begin{aligned} \rho_{\text{balance}} &= \frac{0,85 \times \beta_1 \times f_c'}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y} \\ &= \frac{0,85 \times 0,85 \times 25}{320} \times \frac{600}{600 + 320} \\ &= 0,037 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho_{\text{max}} &= 0,75 \times \rho_{\text{balance}} \\ &= 0,75 \times 0,037 \\ &= 0,0276 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho_{\text{perlu}} &= \frac{1}{m} \times \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right] \\ &= \frac{1}{15,06} \times \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15,06 \times 1,581}{320}} \right] \\ &= 0,0051 \end{aligned}$$

$$\rho_{\text{min}} = \frac{1,4}{f_y}$$



$$\begin{aligned}
 &= \frac{1,4}{320} \\
 &= 0,0044
 \end{aligned}$$

Kontrol,  $\rho_{\min} > \rho_{\text{perlu}} > \rho_{\max}$

Dari kontrol yang didapat  $\rho_{\text{perlu}} \geq \rho_{\min}$ , maka digunakan  $\rho_{\text{perlu}}$  yaitu = 0,0051

Luas tulangan yang diperlukan

$$\begin{aligned}
 A_s &= \rho \times b \times d \\
 &= 0,0051 \times 1000 \times 745 \\
 &= 3828,95 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Direncanakan tulangan D25

$$\begin{aligned}
 A_s &= \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \\
 &= \frac{1}{4} \times 3,14 \times 25^2 \\
 &= 490,625 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 S &= \frac{A_s \times b}{A_s \text{ perlu}} \\
 &= \frac{490,625 \times 1000}{3828,95} \\
 &= 209,94 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Maka untuk tulangan lentur digunakan D25 -125 (  $A_s = 3925 \text{ mm}^2$  )

- **Perhitungan tulangan bagi**

$$\begin{aligned}
 A_s' &= 20\% \times A_s \\
 &= 20\% \times 3828,95 \\
 &= 765,791 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Direncanakan tulangan D13

$$\begin{aligned}
 A_s &= \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \\
 &= \frac{1}{4} \times 3,14 \times 16^2 \\
 &= 200,96 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$S = \frac{A_s \times b}{A_s \text{ perlu}}$$

$$= \frac{200,96 \times 1000}{765,791}$$

$$= 262,42 \text{ mm}$$

Maka untuk tulangan bagi digunakan D16-150 (  $A_s = 1339,73 \text{ mm}^2$  )

- **Perhitungan tulangan geser**

$$V_u = 140,4 \text{ kN}$$

$$= 140389,3 \text{ N}$$

$$V_c = \frac{1}{6} \times b \times d \times \sqrt{f_c'}$$

$$= \frac{1}{6} \times 1000 \times 645 \times \sqrt{25}$$

$$= 620833 \text{ N}$$

$$V_{s \text{ min}} = \frac{b \times d}{3}$$

$$= \frac{1000 \times 645}{3}$$

$$= 215000 \text{ N}$$

Kontrol,

1.  $V_u \leq 0,5 \times \emptyset \times V_c$   
 $140389,3 \geq 217292$   
 (OK )
2.  $0,5 \times \emptyset \times V_c \leq V_u \leq \emptyset \times V_c$   
 $217292 \leq 140389,3 \leq 434583$   
 (TIDAK OK)
3.  $\emptyset \times V_c \leq V_u \leq \emptyset ( V_c + V_{s \text{ min}} )$   
 $434583 \geq 140389,3 \leq 608417$   
 ( TIDAK OK )
4.  $\emptyset ( V_c + V_{s \text{ min}} ) \leq V_u \leq \emptyset ( V_c + 1/3 \times \sqrt{f_c'} \times b \times d )$   
 $608417 \geq 140389,3 \leq 1303750$   
 (TIDAK OK )
5.  $( V_c + 1/3 \times \sqrt{f_c'} \times b \times d ) \leq V_u \leq \emptyset ( V_c + 2/3 \sqrt{f_c'} \times b \times d )$   
 $1303750 \geq 140389,3 \leq 2172917$   
 (TIDAK OK )

Didapatkan dari kontrol perhitungan diatas masuk pada kondisi 1. Maka tidak perlu tulangan geser. Walaupun tidak menggunakan tulangan geser tapi untuk menjaga kestabilan struktur maka tetap direncanakan menggunakan tulangan geser 4 kaki dengan Ø12.

$$\begin{aligned}
 A_v &= 4 \times A_s \\
 &= 4 \times 0,25 \times \pi \times \emptyset^2 \\
 &= 4 \times 0,25 \times 3,14 \times 144 \\
 &= 452,16 \text{ mm}^2 \\
 S &= \frac{A_s \times f_y \times d}{V_s} \\
 &= \frac{452,16 \times 320 \times 645}{215000} \\
 &= 325,555 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

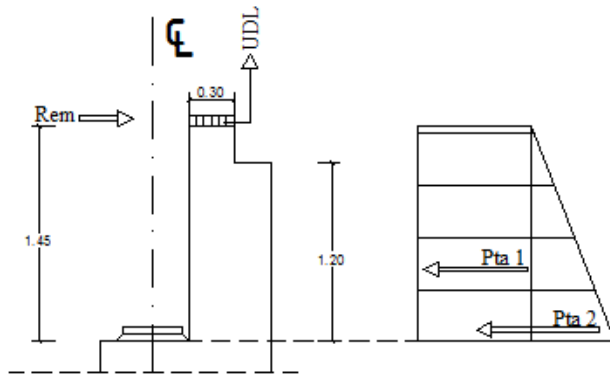
Maka untuk tulangan geser digunakan Ø 2 – 300 (  $A_s = 972 \text{ mm}^2$  )

## 5.2.6 Perhitungan Longitudinal Stopper

Perhitungan analisis longitudinal stopper berdasarkan pembebanan dalam keadaan batas ( ultimate ). Berikut ini analisis perencanaan longitudinal stopper.

### 5.2.6.1 Analisis Pemebanan longitudinal Stopper

Analisis pemebebanan longidutinal stopper ditunjukkan pada gambar 5.14 dengan beban yang bekerja yaitu beban sendiri, beban rem, beban tekanan tanah aktif, beban korbel, beban tekanan tanah akibat gempa, dan beban gempa.



Gambar 5.35 Pembebanan pada longitudinal stopper

Data		
Panjang,	$L$	$= 0,3 \text{ m}$
Lebar,	$b$	$= 9,4 \text{ m}$
Tinggi,	$h$	$= 1,45 \text{ m}$
Decking,	$d'$	$= 30 \text{ mm}$
Tebal efektif,	$d$	$= 270 \text{ mm}$
Diameter Tul.lentur		$= 25 \text{ mm}$
Diameter Tul.geser		$= 13 \text{ mm}$
Mutu Baja Tulangan $D > 12 \text{ mm}$ , $f_y$		$= 320 \text{ mpa}$
Mutu baja tulangan $D < 12 \text{ mm}$ , $f_y$		$= 280 \text{ Mpa}$
Kuat tekan beton, $f_c'$		$= 29 \text{ Mpa}$
Faktor reduksi kekuatan lentur, $\phi$		$= 0,8 \text{ Mpa}$
Faktor reduksi kekuatan geser, $\phi$		$= 0,7 \text{ Mpa}$
Timbunan Tanah, $H$		$= 1,20 \text{ m}$
Sudut geser tanah, $\phi$		$= 30^\circ$
$\gamma$ Volume Tanah		$= 18 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$

Berikut ini pembebanan pembebanan yang terjadi pada longitudinal stopper :

## 1. Beban Sendiri Longitudinal Stopper

$$\begin{aligned}
 q &= h \times L \times W_c \\
 &= 1,45 \times 0,3 \times 25 \\
 &= 10,875 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

## 2. Berat Korbel

$$\begin{aligned}
 q &= h \times L \times W_c \\
 &= 1,67 \times 0,25 \times 25 \\
 &= 10,44 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

## 3. Beban Rem

$$\begin{aligned}
 TB &= 250 \text{ kN} \\
 q &= \frac{TB}{b} \\
 &= \frac{250}{7} \\
 &= 35,71 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

## 4. Beban Tekanan Tanah Aktif

$$\begin{aligned}
 Q &= 0,6 \times \gamma_t \\
 &= 0,6 \times 18 \\
 &= 10,8 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 P_{Ta1} &= q \times K_a \times h \\
 &= 10,8 \times 0,33 \times 1,20 \\
 &= 4,32 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 P_{Ta1} &= 0,5 \times K_a \times \gamma_t \times h^2 \\
 &= 0,5 \times 0,33 \times 18 \times 1,2^2 \\
 &= 4,32 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

## 5. Beban Tekanan Tanah Aktif akibat Gempa

$$\begin{aligned}
 E_{AE} &= \frac{\gamma_t \times H^2}{2} \times (1 - K_v) \times K_{AE} \\
 &= \frac{18 \times 1,2^2}{2} \times (1 - 0) \times 0,54
 \end{aligned}$$

$$= 7,001 \text{ kN/m}$$

#### 6. Beban Gempa

- Beban gempa akibat bangunan atas

$$\begin{aligned} E_Q &= \frac{C_{sm}}{R} \times W_t \\ &= \frac{1,1}{1} \times 947,7991 \\ &= 1072,279 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} q &= \frac{E_Q}{B} \\ &= \frac{1072,279}{9,4} \\ &= 114,07 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

- Beban gempa long stopper

$$\begin{aligned} E_Q &= \frac{C_{sm}}{R} \times W_t \\ &= \frac{C_{sm}}{R} \times q \times b \\ &= \frac{1,1}{1,5} \times 10,875 \times 9,4 \\ &= 74,965 \\ &= 74,965 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} q &= \frac{E_Q}{B} \\ &= \frac{74,965}{9,4} \\ &= 7,98 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

- Beban gempa korbel

$$\begin{aligned} E_Q &= \frac{C_{sm}}{R} \times W_t \\ &= \frac{1,1}{1,5} \times q \times b \\ &= \frac{1,1}{1,5} \times 10,44 \times 9,4 \\ &= 71,949 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 q &= \frac{E_Q}{B} \\
 &= \frac{71,949}{9,4} \\
 &= 7,65 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

### 5.2.6.2 Perhitungan Gaya dan Momen Long Stopper

- Kombinasi 1 ( 1,3D + 2L+ 2TB + 1,2T<sub>EW</sub> + 1,25T<sub>a</sub> )

*Tabel 5.60 Kombinasi 1 Long stopper abutment*

No	Aksi / Beban	Fak. Beb.	Vu kN/m	Hx kN/m	Lengan m	Mx kN.m
1	Berat sendiri	1.30	27.71		0.73	20.09
2	Tek. Aktif 1	1.25		5.40	0.73	3.92
3	Tek. Aktif 2	1.25		5.40	0.48	2.61
4	Beban rem	2.00		71.43	1.45	103.57
	Total		27.71	82.23		130.18

- Kombinasi 2 ( 1,3D + 1EQ + 1 Taq )

*Tabel 5.61 Kombinasi 2 Long stopper abutment*

No	Aksi / Beban	Fak. Beb.	Vu kN/m	Hx kN/m	Lengan m	Mx kN.m
1	Berat sendiri	1.30	27.71		0.73	20.09
2	Beban Gempa	1.25		162.13	1.45	235.08
3	Tek. Tanah. Dinamis	1.25		8.75	0.73	6.34
	Total		27.71	170.88		261.52

Untuk penulangan long stopper yang digunakan hasil reaksi dari kombinasi 2 ( 1,3D + 1EQ + 1Taq ). Momen yang dipakai untuk perencanaan penulangan long stopper sebesar : 261,52 kN.m/m'.

### 5.2.6.3 Perhitungan Penulangan Longitudinal Stopper

- **Perhitungan tulangan lentur**

$$\begin{aligned} m &= \frac{f_y}{0,85 f_c} \\ &= \frac{320}{0,85 \times 25} \\ &= 15,06 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_n &= \frac{M_u}{\phi} \\ &= \frac{261,52 \text{ kNm}}{0,8} \\ &= 326,894 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} R_n &= \frac{M_n}{b \times d^2} \\ &= \frac{326,894 \times 1000000}{1000 \times 270^2} \\ &= 4,484 \text{ N/m}^2 \end{aligned}$$

$$b_1 = 0,85 f_c' \leq 25 \text{ Mpa}$$

$$\begin{aligned} P_{\text{balance}} &= \frac{0,85 \times \beta_1 \times f_c'}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y} \\ &= \frac{0,85 \times 0,85 \times 25}{320} \times \frac{600}{600 + 320} \\ &= 0,037 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_{\text{max}} &= 0,75 \times P_{\text{balance}} \\ &= 0,75 \times 0,037 \\ &= 0,0276 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_{\text{perlu}} &= \frac{1}{m} \times \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right] \\ &= \frac{1}{15,06} \times \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15,06 \times 4,484}{320}} \right] \\ &= 0,0141 \end{aligned}$$



$$\begin{aligned} P_{\min} &= \frac{1,4}{f_y} \\ &= \frac{1,4}{320} = 0,004 \end{aligned}$$

Kontrol,  $\rho_{\min} > \rho_{\text{perlu}} > \rho_{\max}$

Dari kontrol yang didapat  $\rho_{\text{perlu}} \geq \rho_{\min}$ , maka digunakan  $\rho_{\text{perlu}}$  yaitu = 0,0141

Luas tulangan yang diperlukan

$$\begin{aligned} A_s &= \rho \times b \times d \\ &= 0,0141 \times 1000 \times 270 \\ &= 3815,211 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Direncanakan tulangan D29

$$\begin{aligned} A_s &= \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \\ &= \frac{1}{4} \times 3,14 \times 29^2 \\ &= 660,185 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S &= \frac{A_s \times b}{A_{s \text{ perlu}}} \\ &= \frac{660,185 \times 1000}{3815,211} \\ &= 173,04 \text{ mm} \end{aligned}$$

Maka untuk tulangan lentur digunakan D29 -125 (  $A_s = 5281,48 \text{ mm}^2$  )

- **Perhitungan tulangan bagi**

$$\begin{aligned} A_{s'} &= 20\% \times A_s \\ &= 20\% \times 3815,211 \\ &= 763,042 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Direncanakan tulangan D13

$$\begin{aligned} A_s &= \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \\ &= \frac{1}{4} \times 3,14 \times 13^2 \\ &= 132,665 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 S &= \frac{As \times b}{As \text{ perlu}} \\
 &= \frac{132,665 \times 1000}{771,042} \\
 &= 171,93 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

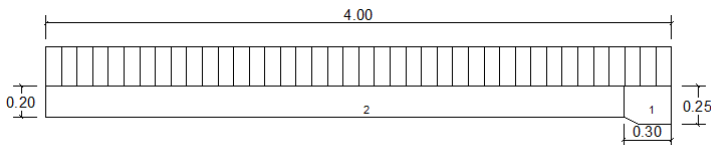
Maka untuk tulangan bagi digunakan D13 -150 (  $As = 884,433 \text{ mm}^2$  )

### 5.2.7 Perhitungan Plat injak

Plat injak merupakan bagian konstruksi yang menempel pada abutment, dengan ditumpu pada salah satu sisi oleh korbels belakang abutment. Fungsi dari plat injak adalah untuk mencegah penurunan pada orpit jembatan.

#### 5.2.7.1 Analisis Pembebanan Plat injak

Plat injak di desain agar kuat menahan berat sendiri dan beban hidup lalu lintas yang lewat diatas plat injak.



*Gambar 5.36 Pembebanan pada Plat Injak*

Data

Panjang,  $L1 = 0,3 \text{ m}$

Tinggi,  $h1 = 0,25 \text{ m}$

Panjang,  $L2 = 3,7 \text{ m}$

Tinggi,  $h2 = 0,2 \text{ m}$

Lebar,  $b = 9,4 \text{ m}$

Decking,  $d' = 30 \text{ mm}$

Tebal efektif,  $d = 220 \text{ mm}$

Diameter Tul.lentur = 16 mm

Diameter Tul.geser = 13 mm

Mutu Baja Tulangan  $D > 12\text{mm}$ ,  $f_y = 320\text{ mpa}$

Mutu baja tulangan  $D < 12\text{mm}$ ,  $f_y = 280\text{ Mpa}$

Kuat tekan beton,  $f_c' = 25\text{ Mpa}$

Faktor reduksi kekuatan lentur,  $\phi = 0,8\text{ Mpa}$

Faktor reduksi kekuatan geser,  $\phi = 0,7\text{ Mpa}$

Berikut ini pembebanan pembebanan yang terjadi pada plat injak :

1. Beban sendiri

$$\begin{aligned} q_1 &= h \times L \times W_c \\ &= 0,25 \times 0,3 \times 25 \\ &= 1,875\text{ kN/m} \\ q_2 &= h \times L \times W_c \\ &= 0,5 \times 3,7 \times 25 \\ &= 18,5\text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} q &= 1,875 + 18,5 \\ &= 20,38\text{ kN/m} \end{aligned}$$

2. Beban aspal + overlay

$$\begin{aligned} q &= t_a \times L \times W_a \\ &= 0,12 \times 4 \times 22 \\ &= 10,56\text{ kN/m} \end{aligned}$$

3. Beban genangan air hujan

$$\begin{aligned} q &= t_h \times L \times W_w \\ &= 0,05 \times 4 \times 10 \\ &= 1,96\text{ kN/m} \end{aligned}$$

4. Beban UDL

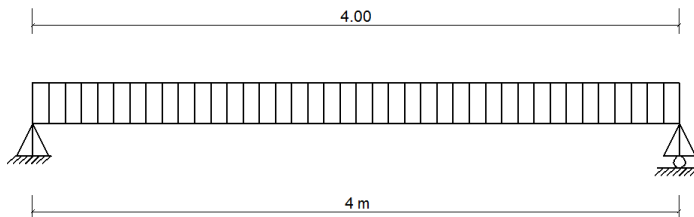
$$q = 9\text{ kN/m}^2$$

$$\begin{aligned} q_{UDL} &= q \times L \\ &= 9 \times 4 \\ &= 36\text{ kN/m} \end{aligned}$$

### 5.2.7.2 Perhitungan Gaya dan Momen Plat injak

Perhitungan momen yang terjadi pada plat injak dimedulkan dengan perletakan sendi-rol, sendi yang ditumpu oleh korbek belakang dan rol yang ditumpu oleh tanah timbunan.

$$M_u = \frac{1}{8} \times q \times L^2$$



Gambar 5.37 Permodelan momen pada plat Injak

Tabel 5.62 Rekapitulasi beban pada plat injak

No	Aksi / Beban	Fak. Beb.	Vu kN/m	Lengan m	Momen kN.m
1	Berat sendiri	1.30	26.49	4	52.98
2	Beban UDL	1.80	64.80	4	129.60
3	Beban Aspal	2.00	21.12	4	42.24
4	Beban Air Hujan	2.00	3.92	4	7.84
	Total		112.41		224.82

Sehingga momen yang digunakan untuk perhitungan penulangan plat injak adalah : 224,82 kN. Untuk momen per meter didapat : 56,2 kN.m.

### 5.2.7.3 Perhitungan Penulangan pada Plat injak

#### - Perhitungan tulangan lentur

$$m = \frac{f_y}{0,85 f_c}$$

$$\begin{aligned}
 &= \frac{320}{0,85 \times 25} \\
 &= 15,06
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_n &= \frac{Mu}{\phi} \\
 &= \frac{56,2 \text{ kNm}}{0,8} \\
 &= 70,255 \text{ kNmm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 R_n &= \frac{M_n}{b \times d^2} \\
 &= \frac{70,255 \times 1000000}{1000 \times 220^2} \\
 &= 1,452 \text{ N/mm}^2 \\
 b \times d &= 0,85 \times f_c' \leq 25 \text{ Mpa}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 P_{\text{balance}} &= \frac{0,85 \times \beta_1 \times f_c'}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y} \\
 &= \frac{0,85 \times 0,85 \times 25}{320} \times \frac{600}{600 + 320} \\
 &= 0,037
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 P_{\text{max}} &= 0,75 \times P_{\text{balance}} \\
 &= 0,75 \times 0,037 \\
 &= 0,0276
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 P_{\text{perlu}} &= \frac{1}{m} \times \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right] \\
 &= \frac{1}{15,06} \times \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15,06 \times 1,452}{320}} \right] \\
 &= 0,0047
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 P_{\text{min}} &= \frac{1,4}{f_y} \\
 &= \frac{1,4}{320} \\
 &= 0,004
 \end{aligned}$$

Kontrol,  $\rho_{min} > \rho_{perlu} > \rho_{max}$

Dari kontrol yang didapat  $\rho_{perlu} \geq \rho_{min}$ , maka digunakan  $\rho_{perlu}$  yaitu = 0,0047

Luas tulangan yang diperlukan

$$\begin{aligned} A_s &= \rho \times b \times d \\ &= 0,0047 \times 1000 \times 220 \\ &= 1034,5675 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Direncanakan tulangan D16

$$\begin{aligned} A_s &= \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \\ &= \frac{1}{4} \times 3,14 \times 16^2 \\ &= 200,96 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S &= \frac{A_s \times b}{A_s \text{ perlu}} \\ &= \frac{200,96 \times 1000}{1034,5675} \\ &= 194,25 \text{ mm} \end{aligned}$$

Maka untuk tulangan lentur digunakan D16 -190 (  $A_s = 1057,682 \text{ mm}^2$  )

#### - **Perhitungan tulangan Bagi**

$$\begin{aligned} A_s' &= 20\% \times A_s \\ &= 20\% \times 1034,5675 \\ &= 206,914 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Direncanakan tulangan D13

$$\begin{aligned} A_s &= \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \\ &= \frac{1}{4} \times 3,14 \times 13^2 \\ &= 132,665 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S &= \frac{A_s \times b}{A_s \text{ perlu}} \\ &= \frac{132,665 \times 1000}{206,914} \\ &= 641,16 \end{aligned}$$

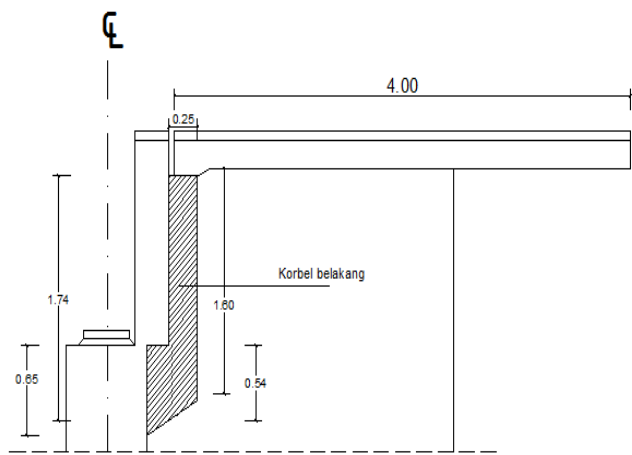
Maka untuk tulangan bagi digunakan D13 -200 (  $A_s = 663,325 \text{ mm}^2$  )

5.2.8 Perhitungan Korbel

Perhitungan korbel pada abutmnt berdasarkan pembebanan dalam keadaan batas (ultimate). Berikut dibawah ini analisis perencanaan korbel.

5.2.8.1 Analisis Pembebanan Korbel Belakang

Analisis pembebanan korbel belakang abutment ditunjukkan pada gambar 5.17 dengan beban yang bekerja yaitu berat sendiri korbel, beban hidup UDL, dan berat pelat injak.



Gambar 5.38 Pembebanan pada Korbel Belakang

Data		
Panjang,	L	= 0,25 m
Lebar,	b	= 9,4 m
Tinggi,	h1	= 1,74 m
Tinggi,	h2	= 1,6 m

Decking,	$d'$	= 30 mm
Tebal efektif,	$d$	= 220 mm
Diameter Tul.lentur		= 19 mm
Diameter Tul.geser		= 13 mm
Mutu Baja Tulangan $D > 12\text{mm}$ , $f_y$		= 320 mpa
Mutu baja tulangan $D < 12\text{mm}$ , $f_y$		= 280 Mpa
Kuat tekan beton, $f_c'$		= 25 Mpa
Faktor reduksi kekuatan lentur, $\phi$		= 0,8 Mpa
Faktor reduksi kekuatan geser, $\phi$		= 0,7 Mpa

Berikut ini pembebanan pembebanan yang terjadi pada plat injak :

1. Berat sendiri korbel belakang

$$\begin{aligned}
 q &= \frac{(h_1 + h_2)}{2} \times L \times W_c \\
 &= \frac{(1,74 + 1,6)}{2} \times 0,25 \times 25 \\
 &= 10,44 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

2. Beban plat injak

$$\begin{aligned}
 q_1 &= h \times L \times W_c \\
 &= 0,25 \times 0,3 \times 25 \\
 &= 1,875 \text{ kN/m} \\
 q_2 &= h \times L \times W_c \\
 &= 0,5 \times 3,7 \times 25 \\
 &= 18,5 \text{ kN/m} \\
 q &= 1,875 + 18,5 \\
 &= 20,38 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

3. Beban Aspal

$$\begin{aligned}
 q &= t_a \times L \times W_a \\
 &= 0,12 \times 4 \times 22 \\
 &= 10,56 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

4. Beban genangan air hujan

$$q = t_h \times L \times W_w$$



$$= 0,05 \times 4 \times 10$$

$$= 1,96 \text{ kN/m}$$

#### 5. Beban hidup UDL

$$q = 9 \text{ kN/m}^2$$

$$q \text{ UDL} = q \times L$$

$$= 9 \times 4$$

$$= 36 \text{ kN/m}$$

### 5.2.8.2 Perhitungan Momen dan Gaya Korbel Belakang

*Tabel 5.63 Rekapitulasi pembebanan pada korbel belakang*

No	Aksi / Beban	Fak. Beban	Vu kN/m	Lengan m	Mu kN.m/m'
1	Berat sendiri	1.30	13.57	0.125	1.70
2	Berat Plat Injak	1.30	13.24	0.125	1.66
3	Beban Aspal	2.00	10.56	0.125	1.32
4	Beban Air Hujan	2.00	1.96	0.125	0.25
5	Beban UDL	2.00	36.00	0.125	4.50
	Total		75.33		9.42

Sehingga momen yang digunakan untuk perhitungan penulangan plat injak adalah 9,42 kN.m.

### 5.2.8.3 Perhitungan Penulangan Korbel Belakang

#### - Perhitungan tulangan lentur

$$m = \frac{f_y}{0,85 f_c}$$

$$= \frac{320}{0,85 \times 25}$$

$$= 15,06$$

$$M_n = \frac{M_u}{\phi}$$

$$= \frac{9,42 \text{ kNm}}{0,8}$$

$$= 11,771 \text{ kN.m}$$

$$\begin{aligned}
 R_n &= \frac{M_n}{b \times d^2} \\
 &= \frac{11,771 \times 1000000}{1000 \times 220^2} \\
 &= 0,243 \text{ N/mm}^2 \\
 b_1 &= 0,85 f_c' \leq 25 \text{ Mpa}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \rho_{\text{balance}} &= \frac{0,85 \times \beta_1 \times f_c'}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y} \\
 &= \frac{0,85 \times 0,85 \times 25}{320} \times \frac{600}{600 + 320} \\
 &= 0,037
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \rho_{\text{max}} &= 0,75 \times \rho_{\text{balance}} \\
 &= 0,75 \times 0,037 \\
 &= 0,0276
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \rho_{\text{perlu}} &= \frac{1}{m} \times \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right] \\
 &= \frac{1}{15,06} \times \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15,06 \times 0,243}{320}} \right] \\
 &= 0,0008 \\
 \rho_{\text{min}} &= \frac{1,4}{f_y} \\
 &= \frac{1,4}{320} \\
 &= 0,004
 \end{aligned}$$

Kontrol,  $\rho_{\text{min}} > \rho_{\text{perlu}} > \rho_{\text{max}}$

Dari kontrol yang didapat  $\rho_{\text{perlu}} \leq \rho_{\text{min}}$ , maka digunakan  $\rho_{\text{min}}$  yaitu = 0,00437

Luas tulangan yang diperlukan

$$\begin{aligned}
 A_s &= \rho \times b \times d \\
 &= 0,00437 \times 1000 \times 220 \\
 &= 962,5 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Direncanakan tulangan D19

$$\begin{aligned}
 A_s &= \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \\
 &= \frac{1}{4} \times 3,14 \times 19^2 \\
 &= 283,385 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 S &= \frac{A_s \times b}{A_s \text{ perlu}} \\
 &= \frac{283,385 \times 1000}{962,5} \\
 &= 294,43
 \end{aligned}$$

Maka untuk tulangan lentur digunakan D19 -250 (  $A_s = 1133,54 \text{ mm}^2$  )

- **Perhitungan tulangan bagi**

$$\begin{aligned}
 A_s' &= 20\% \times A_s \\
 &= 20\% \times 962,5 \\
 &= 192,5 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Direncanakan tulangan D13

$$\begin{aligned}
 A_s &= \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \\
 &= \frac{1}{4} \times 3,14 \times 13^2 \\
 &= 132,665 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 S &= \frac{A_s \times b}{A_s \text{ perlu}} \\
 &= \frac{132,665 \times 1000}{192,5} \\
 &= 689,17
 \end{aligned}$$

Maka untuk tulangan bagi digunakan D13 -250 (  $A_s = 530,66 \text{ mm}^2$  )

- **Perhitungan tulangan geser**

$$\begin{aligned}
 V_u &= 75,3 \text{ kN} \\
 &= 75332,5 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_c &= \frac{1}{6} \times b \times d \times \sqrt{f_c'} \\
 &= \frac{1}{6} \times 1000 \times 220 \times \sqrt{25} \\
 &= 182966,3 \text{ N} \\
 V_{s \text{ min}} &= \frac{b \times d}{3} \\
 &= \frac{1000 \times 220}{3} \\
 &= 73333,33 \text{ N}
 \end{aligned}$$

Kontrol,

1.  $V_u \leq 0,5 \times \emptyset \times V_c$   
 $75332,5 \leq 64038,2$   
 ( TIDAK OK )
2.  $0,5 \times \emptyset \times V_c \leq V_u \leq \emptyset \times V_c$   
 $64038,2 \geq 75332,5 \leq 128076,4$   
 ( NOT OK )
3.  $\emptyset \times V_c \leq V_u \leq \emptyset ( V_c + V_{s \text{ min}} )$   
 $128076,4 \geq 75332,5 \leq 179409,7$   
 ( OK )
4.  $\emptyset ( V_c + V_{s \text{ min}} ) \leq V_u \leq \emptyset ( V_c + 1/3 \times \sqrt{f_c'} \times b \times d )$   
 $179409,7 \geq 75332,5 \leq 384229,2$   
 ( TIDAK OK )
5.  $( V_c + 1/3 \times \sqrt{f_c'} \times b \times d ) \leq V_u \leq \emptyset ( V_c + 2/3 \times \sqrt{f_c'} \times b \times d )$   
 $384229,2 \geq 75332,5 \leq 640382$   
 ( TIDAK OK )

Didapatkan dari kontrol perhitungan diatas masuk pada kondisi 2. Maka perlu tulangan geser minimum, untuk menjaga kestabilan struktur maka direncanakan menggunakan tulangan geser 1 kaki dengan Ø12.

$$\begin{aligned}
 A_v &= 1 \times A_s \\
 &= 1 \times 0,25 \times \pi \times \emptyset^2 \\
 &= 1 \times 0,25 \times 3,14 \times 144 \\
 &= 113,04 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 S &= \frac{A_s \times f_y \times d}{V_s} \\
 &= \frac{113,04 \times 320 \times 220}{73333,33} \\
 &= 108,518 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

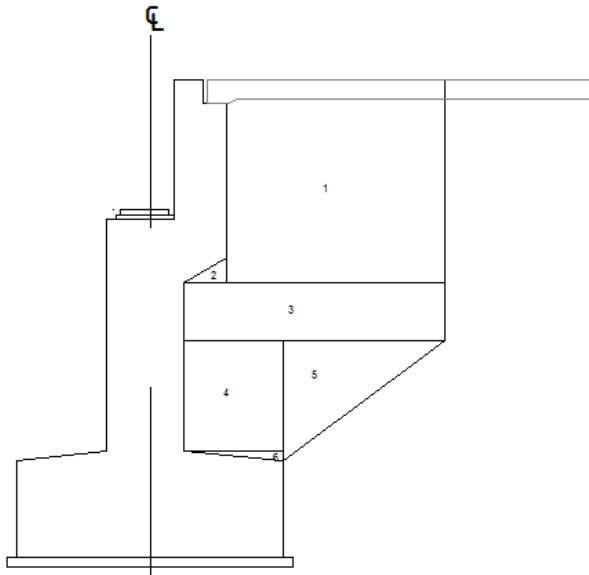
Maka untuk tulangan geser digunakan  $\emptyset 12 - 100$  (  $A_s = 249 \text{ mm}^2$  )

### 5.2.9 Perhitungan Wing Wall

Fungsi dari wing wall ( tembok sayap ) adalah mencegah terjadinya longsor pada timbunan tanah dari oprit jembatan, terutama longsor ke arah samping.

#### 5.2.9.1 Analisa Pembebanan pada Wing Wall

Wing wall menahan berat sendiri dan tekanan aktif sebagai beban ultimate.



Gambar 5.39 Pembebanan pada wing wall akibat beban sendiri

Data		
Tebal		= 0,3 m
Decking,	d'	= 30 mm
Lebar wing wall		= 2,25 m
Tebal efektif,	d	= 270 mm
Diameter Tul.lentur		= 19 mm
Diameter Tul.geser		= 13 mm
Timbunan Tanah,	H	= 3,75 m
Mutu Baja Tulangan D>12mm, fy		= 320 mpa
Mutu baja tulangan D<12mm, fy		= 280 Mpa
Kuat tekan beton,	fc'	= 25 Mpa
Faktor reduksi kekuatan lentur, Ø		= 0,8 Mpa
Faktor reduksi kekuatan geser, Ø		= 0,7 Mpa

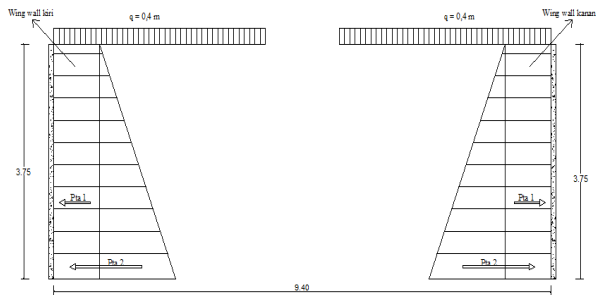
Berikut ini pembebanan pembebanan yang terjadi pada plat injak :

1. Berat sendiri wing wall

*Tabel 5.64 Rekapitulasi beban sendiri pada wing wall*

Bag	h	b	tebal	wc	Berat	L	Fak	Mu
	m	m	m	kn/m3	kN	m	Beb	kN.m
1	1.85	2.25	0.3	25	104.1	1.125	1.3	152.1914
2	0.25	0.45	0.3	25	2.813	0.225	1.3	0.822656
3	0.60	2.7	0.3	25	40.5	0.9	1.3	47.385
4	1.15	1.03	0.3	25	29.61	0.515	1.3	19.82557
5	1.25	1.67	0.3	25	52.19	0.557	1.3	37.76635
6	0.1	1.035	0.3	25	2.588	0.345	1.3	1.160494
Total								259.15

2. Beban tekanan tanah aktif



Gambar 5.40 Pembebanan wing wall akibat tekanan tanah aktif

$$\begin{aligned} q &= 0,6 \times \gamma t \\ &= 0,6 \times 18 \\ &= 10,8 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_{Ta1} &= q \times K_a \times h \\ &= 10,8 \times 0,33 \times 3,75 \\ &= 13,5 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_{Ta2} &= 0,5 \times K_a \times \gamma t \times h^2 \\ &= 0,5 \times 0,33 \times 18 \times 3,75^2 \\ &= 41,9 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Tabel 5.65 Rekapitulasi beban tekanan tanah aktif pada wing wall

Bagian	Gaya kN	L m	Faktor Beban	Mu kN.m
P <sub>TA</sub> 1	13.50	1.125	1.25	18.98438
P <sub>TA</sub> 2	42.19	0.75	1.25	39.55078
Total				58.54

### 5.2.9.2 Perhitungan penulangan pada Wing Wall

#### - Perhitungan tulangan lentur

$M_u$	=	15.61 kN.m	$B$	=	1000 mm
$f_c'$	=	25 MPa	$d'$	=	30 mm
$f_y$	=	320 MPa	$d$	=	270 mm
$H$	=	300 mm	$\phi$	=	0.8 mm

$$m = \frac{f_y}{0,85 f_c} = \frac{320}{0,85 \times 25} = 15,06$$

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{15,61 \text{ Nm}}{0,8} = 19,51172 \text{ kNm}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \times d^2} = \frac{19,51 \times 1000000}{1000 \times 270^2} = 0,268 \text{ N/mm}^2$$

$$b_1 = 0,85 f_c' \leq 25 \text{ Mpa}$$

$\rho$  balance

$$\begin{aligned} &= \frac{0,85 \times \beta_1 \times f_c'}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y} \\ &= \frac{0,85 \times 0,85 \times 25}{320} \times \frac{600}{600 + 320} \\ &= 0,037 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho_{\max} &= 0,75 \times \rho_{\text{balance}} \\ &= 0,75 \times 0,037 \\ &= 0,0276 \end{aligned}$$

$\rho$  perlu

$$\begin{aligned} &= \frac{1}{m} \times \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right] \\ &= \frac{1}{15,06} \times \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15,06 \times 0,268}{320}} \right] \end{aligned}$$



$$= 0,0008$$

$$\begin{aligned}\rho \min &= \frac{1,4}{f_y} \\ &= \frac{1,4}{320} \\ &= 0,0044\end{aligned}$$

Kontrol,  $\rho \min > \rho \text{ perlu} > \rho \max$

Dari kontrol yang didapat  $\rho \text{ perlu} \leq \rho \min$ , maka digunakan  $\rho \min$  yaitu = 0,0044

Luas tulangan yang diperlukan

$$\begin{aligned}As &= \rho \times b \times d \\ &= 0,0044 \times 1000 \times 270 \\ &= 1181,25 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

Direncanakan tulangan D16

$$\begin{aligned}As &= \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \\ &= \frac{1}{4} \times 3,14 \times 16^2 \\ &= 200,96 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}S &= \frac{As \times b}{As \text{ perlu}} \\ &= \frac{200,96 \times 1000}{1181,25} \\ &= 170,12 \text{ mm}\end{aligned}$$

Maka untuk tulangan lentur digunakan **D16-150 (As = 1339,733 mm<sup>2</sup>)**

- **Perhitungan tulangan Bagi**

$$\begin{aligned}As' &= 50\% \times As \\ &= 20\% \times 1181,25 \\ &= 590,625 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

Direncanakan tulangan D13

$$\begin{aligned}As &= \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \\ &= \frac{1}{4} \times 3,14 \times 13^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 &= 132,665 \text{ mm}^2 \\
 S &= \frac{As \times b}{\frac{As \text{ perlu}}{915,4688 \times 1000}} \\
 &= \frac{192,5}{192,5} \\
 &= 224,62 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Maka untuk tulangan bagi digunakan D13 -200 (As = 663,325 mm<sup>2</sup>)

### 5.3 Perencanaan Pilar

Pilar terdiri dari pondasi, pile cap (poer), kolom pilar, longitudinal stopper, dan pier head. Penulangan pilar direncanakan dari analisis elemen – elemen pilar jembatan. Analisa yang dilakukan terdiri atas beban dari bangunan atas (beban hidup dan beban mati), beban mati pilar, beban rem, beban angin, tekanan air akibat gempa serta beban gempa.

Pada Jembatan Kalianyar di direncanakan dengan menggunakan 2 buah pilar dengan struktur yang simetris.

#### 5.3.1 Desain Dimensi Pilar 1

Pada pilar satu mampu menahan setengah bentang dari beban full plat dan beban setengah bentang dari balok girder 25 m. Berikut ini adalah data-data perencanaan pilar satu .

- Tinggi Pilar : 4,46 m
- Tebal Pilar : 1,5 m
- Panjang Pier Head : 9,4 m
- Panjang Pile Cap : 9,4 m
- Jenis Pondasi : Tiang Pancang

#### 5.3.2 Analisa Pembebanan Pada Pilar

##### 1. Analisa Berat Sendiri dan titik berat Pilar

Tabel 5.61 Analisa Beban Sendiri dan Tiik berat

Bagian	NO	PARAMETER BAGIAN				Wc (kN/m3)	BERAT (kN)	eq csm/r wt	Lengan Terhadap Alas		Momen X kNm	
		b (m)	h (m)	L (m)	Shape				x (m)			
HEAD STOCK	1	0.3	1.5	9.4	1	25	105.75	89.8875	a-h1/2	2.85	256.179375	
	2	0.85	0.5	9.4	1	25	99.875	84.89375	a-h1-h2/2	1.85	157.0534375	
	3	2	1	9.4	1	25	470	399.5	h4+h3/2	1.4	559.3	
	4	0.8	0.48	9.4	1	25	90.24	76.704	h4/2	0.24	18.40896	
	5	0.635	0.48	9.4	0.5	25	35.814	30.4419	2/3h4	0.32	9.741408	
					Wh	=	801.679			Mh=	990.942	
		Letak Titik berat terhadap alas						Yh=	Mh/Wh	=	1.2361	
	Letak Titik berat terhadap dasar pondasi						Zh=	Yh+Lc+ht	=	4.1361		
Pier Colom	7		0.8	1.5	1/4 $\pi$ h^2	25	47.1238898	40.05530633	1/2 Ic	0.7	28.03871443	
					Wc	=	47.1238898			Mc=	28.03871443	
		Letak Titik berat terhadap alas						yc=	Mc/Wc	=	0.595	
		Letak Titik berat terhadap dasar pondasi						Zc=	Yc+ht	=	2.095	
		Luas Penampang pier wall						A= 2*(B*h+ 1/4 $\pi$ h^2)		=	3.6173	
		Lebar Ekuivalen Pier Wall						Be=	A/h	=	4.5216	
PILE CAP	8	0.8	0.3	9	1	25	54	45.9	hp+(ht-hp)/2	2.55	117.045	
	9	1.825	0.3	9	0.5	25	61.59375	52.3546875	hp+(ht-hp)/3	2.10	109.9448438	
	10	4.5	1.2	9	1	25	1215	1032.75	hp/2	0.6	619.65	
					Wp	=	1330.59375			Mp=	846.6398438	
					Teq	=	1822.045244	Momen Akibat gempa			1865.620	

*Tabel 5.62*Rekapitulasi berat sendiri pilar

NO	Jenis Konstruksi	Berat (kN)
1	Headstock (Pier Head) Wh	801.679
2	Pier wall (Column) Wc	47.1238898
3	Pilecap Wp	1330.59375
TOTAL BERAT SENDIRI STRUKTUR BAWAH (P MS)		2179.39664

### 3. Beban Lalu Lintas

Sesuai **RSNI T-02-2005 Pasal 6.3.1** beban lalu lintas “D” untuk rencana bangunan bawah jembatan jalan raya terdiri dari BTR dan BGT. Jumlah total pembebanan lajur “D” yang ditempatkan tergantung pada lebar jalan kendaraan jembatan. Perhitungan beban merata dan beban garis terpusat sebagai berikut :

Untuk,		
$L$	$= 20,6\text{m} < L$	$= 30\text{m}$
Digunakan,		
$Q$	$= 9 \text{ kN/m}^2$	$= 0.9 \text{ ton}$
$P \text{ BGT}$		$= 49 \text{ kN/m}^2$
Faktor Dinamis $1 + \text{DLA}$		$= 1,4$
Lebar Perkerasan		$= 7 \text{ m}$

- Beban BTR dan BGT untuk span kanan 20,6 m :

$$\begin{aligned}
 &P \text{ BTR} \\
 &= (5,5 \times q_{\text{BTR}}) + ((b - 5,5) \times 0,5 \times q_{\text{BTR}}) \times L \\
 &= (5,5 \times 9 \text{ kN/m}^2) + ((7\text{m} - 5,5) \times 0,5 \times 9 \text{ kN/m}^2) \times 20,6 \text{ m} \\
 &= 1158,75 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 &P \text{ BGT} \\
 &= P (1 + \text{DLA}) s \\
 &= 49 \text{ kN/m}^2 (1 + 0,4) 7\text{m} \\
 &= 344,372 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Total Beban hidup lalu lintas yaitu :

$$\begin{aligned}
 P \text{ total} &= P_{\text{BTR}/2} + P_{\text{BGT}} \\
 &= 579,375 \text{ kN} + 344,372 \text{ kN} \\
 &= 923,747 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

- Beban BTR dan BGT untuk span kiri 14 m :

P BTR

$$\begin{aligned}
 &= (5,5 \times q_{\text{BTR}}) + ((b - 5,5) \times 0,5 \times q_{\text{BTR}}) \times L \\
 &= (5,5 \times 9 \text{ kN/m}^2) + ((7 \text{ m} - 5,5) \times 0,5 \times 9 \text{ kN/m}^2) \times 14 \text{ m} \\
 &= 787,5 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

P BGT

$$\begin{aligned}
 &= P (1 + \text{DLA}) s \\
 &= 49 \text{ kN/m}^2 (1 + 0,4) 7 \text{ m} \\
 &= 344,372 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Total Beban hidup lalu lintas yaitu :

$$\begin{aligned}
 P_{\text{total}} &= P_{\text{BTR}/2} + P_{\text{BGT}} \\
 &= 393,8 \text{ kN} + 344,4 \text{ kN} \\
 &= 738,1 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

- Total Beban BTR dan BGT span kiri dan span kanan

$$\begin{aligned}
 P_{\text{total}} &= P_{\text{total span kanan}} + P_{\text{total span kiri}} \\
 &= 923,747 \text{ kN} + 738,1 \text{ kN} \\
 &= 1661,869 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

#### 4. Beban Padestrian

Jembatan jalan raya direncanakan memikul beba hidup merata pada trotoar yang di dukungnya. Hubungan beban merata dan luasan yang dibebani pada trotoar

Untuk $A < 10 \text{ m}^2$	=	$q =$	5
Lebar Trotoar	$b_2$	=	1 m
Panjang Bentang	$L$	=	20.6 m
Jumlah Trotoar	$n$	=	2

Luas bidang yang didukung pier

$$\begin{aligned}
 A &= b \times L \times N \\
 &= 1 \text{ m} \times 20,6 \text{ m} \times 2 \\
 &= 41,2 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

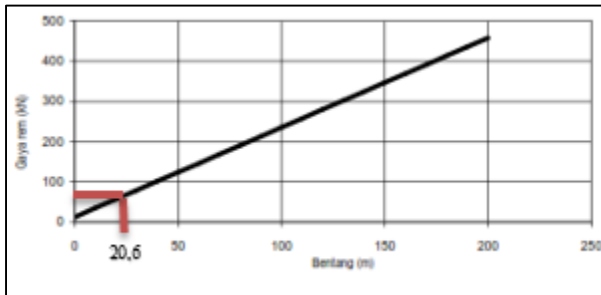
Beban Padestrian

$$\begin{aligned}
 P_{\text{TP}} &= A \times q \\
 &= 41,2 \text{ kN} \times 5 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$= 206 \text{ kN}$$

## 5. Beban Rem

Pengaruh pengereman dari lalu-lintas diperhitungkan sebagai gaya horizontal yang bekerja pada permukaan lantai jembatan. Besarnya gaya rem arah memanjang jembatan tergantung pada total jembatan (  $L$  ). Hubungan antara besarnya gaya rem dan panjang total



Gambar 5.41 Grafik gaya rem per lajur

Untuk  $L = 20,6$  m didapat Gaya rem = 75 kN ,

- Lengan terhadap pondasi (  $Y_{TB}$  )  
 $= h_{\text{girder}} + h_{\text{pier wall}} + h_{\text{colom}} + h_t + h_p$   
 $= 1,6 \text{ m} + 3,6 \text{ m} + 1,4 \text{ m} + 1,5 \text{ m} + 1,8 \text{ m}$   
 $= 10 \text{ m}$
- Momen Pada pondasi akibat gaya rem (  $M_{TB}$  )  
 $= P_{TB} \times Y_{TB}$   
 $= 75 \text{ kN} \times 10 \text{ m}$   
 $= 750 \text{ kNm}$
- Lengan terhadap dasar kolom pier (  $Y'_{TB}$  )  
 $= H_{\text{pier}} + h_{\text{girder}} + H_{\text{colom}}$   
 $= 3,6 + 1,6 + 1,5$   
 $= 6,7 \text{ m}$
- Momen pada dasar kolom pier akibat gaya rem (  $M'_{TB}$  )  
 $= P_{TB} \times Y'_{TB}$

$$= 75 \text{ kN} \times 6,7 \text{ m}$$

$$= 502,5 \text{ kNm}$$

## 6. Beban Angin

*Tabel 5.65 Kecepatan angin rencana  $V_w$*

Gaya angin pada bangunan atas jembatan tergantung

Keadaan Batas	Lokasi	
	Sampai 5 km dari pantai	> 5 km dari pantai
Daya layan	30 m/s	25 m/s
Ultimit	35 m/s	30 m/s

pada luas ekuivalen yang di ambil sebagi luas padat jembatan dalam ekuivalen proyeksi tegak lurus.gaya angin yang diperhitungkan berdasarkan RSNI T-02-2005 sebagai berikut :

$$TEW = 0,006 \times C_w \times V_w^2 \times A_b$$

Keterangan :

$C_w$  = Koefisien Seret, 1,25

$V_w$  = Kecepatan angin Rencana ( m/det )

Untuk mencari  $C_w$  dan  $V_w$  menggunakan tabel Pada **RSNI T-02-2005 Pasal 7.6 pada Tabel 27 dan Tabel 28,**

Didapatkan nilai dan data perencanaan sebagai berikut :

Koefisien Seret  $C_w = 1,25$

Beban angin layan  $V_w = 30 \text{ m/s}$

Beban angin ultimit  $V_w = 35 \text{ m/s}$

Bentang span kanan = 20,6 m

Lebar jembatan = 9.4 m

### 1. Beban angin struktur atas

#### a. Luas bidang samping jembatan ( $A_{b1}$ )

$$A_{b1} = L \times h_a$$

$$= L \times ( h \text{ girder} + h \text{ plat lantai} )$$

$$= 20,6 \text{ m} \times 3,8 \text{ m}$$

$$= 78,28 \text{ m}^2$$

#### b. Beban angin pada struktur atas ( $Tew1$ )



- Keadaan Ultimit

$T_{ew1}$

$$= 0,0006 \times C_w \times V_w^2 \times A_{b1}$$

$$= 0,0006 \times 1,25 \times (35 \text{ m/s})^2 \times 78,28 \text{ m}^2$$

$$= 71,912 \text{ kN}$$

c. Lengan terhadap pondasi (  $Y_{ew1}$  )

$Y_{ew1}$

$$= h \text{ pile cap} + h \text{ pier wall} + h \text{ pier head} + \frac{1}{2} h_a$$

$$= 1,5 \text{ m} + 1,5 \text{ m} + 3,6 \text{ m} + \frac{3,8}{2} \text{ m}$$

$$= 8,5 \text{ m}$$

d. Momen pada pondasi akibat beban pada angin bangunan atas (  $M_{ew}$  )

- Kondisi layan

$$M_{ew} = T_{ew1} \times Y_{ew1}$$

$$= 71,912 \text{ kN} \times 8,5 \text{ m}$$

$$= 611,32 \text{ kNm}$$

e. Lengan terhadap dasar pier wall akibat bangunan atas (  $Y'_{ew}$  )

$$Y'_{ew} = h \text{ pier wall} + h \text{ pier head} + \frac{1}{2} h_a$$

$$= 1,5 \text{ m} + 3,6 \text{ m} + \frac{3,8}{2} \text{ m}$$

$$= 7 \text{ m}$$

f. Momen pada pier wall akibat beban pada angin bangunan atas (  $M'_{ew}$  )

- Kondisi layan

$$M'_{ew} = T_{ew1} \times Y'_{ew}$$

$$= 71,92 \text{ kN} \times 8,5 \text{ m}$$

$$= 503,4383 \text{ kNm}$$

- Kondisi ultimit

$$M'_{ew} = T_{ew1} \times Y'_{ew}$$

$$= 71,919 \text{ kN} \times 7 \text{ m}$$

$$= 503,4383 \text{ kNm}$$

2. Beban angin pada struktur bawah

a. Luas bidang samping struktur bawah

$$Ab2 = (Lc + a) h \times n.pilar$$

$$= (1.5 + 3.6) \text{ m} \times (1,6 \text{ m} \times 2)$$

$$= 8.16 \text{ m}^2$$

b. Beban angin pada struktur bawah ( Tew2 )

• Keadaan ultimit

$$Tew2 = 0,0006 \times Cw \times Vw^2 \times Ab2$$

$$= 0,0006 \times 1,25 \times (35 \text{ m/s})^2 \times 8.16 \text{ m}^2$$

$$= 7.497 \text{ kN}$$

c. Lengan terhadap pondasi ( Yew2 )

$$Yew2 = h \text{ pile cap} + \frac{h \text{ pier wall} + h \text{ pier head}}{2}$$

$$= 1,5 \text{ m} + \frac{3.6 \text{ m} + 1.5 \text{ m}}{2}$$

$$= 4,05 \text{ m}$$

d. Momen pada pondasi akibat beban pada angin bangunan bawah ( Mew )

• Keadaan ultimit

$$Mew = Tew2 \times Yew2$$

$$= 7,497 \text{ kN} \times 4,05 \text{ m}$$

$$= 30,363 \text{ kNm}$$

e. Lengan terhadap dasar pier wall ( Y'ew )

$$Y'ew = \frac{h \text{ pier wall} + h \text{ pier head}}{2}$$

$$= \frac{1.5 \text{ m} + 3.6 \text{ m}}{2}$$

$$= 2.5 \text{ m}$$

f. Momen pada pier wall akibat beban angin pada bangunan bawah ( M'ew2 )

• Kondisi ultimit

$$\begin{aligned} M'_{ew} &= T_{ew2} \times Y_{ew2} \\ &= 7,497 \text{ kN} \times 2,5 \text{ m} \\ &= 18,7425 \text{ kNm} \end{aligned}$$

3. Rekapitulasi beban angin

a. Total beban angin

- Beban angin kondisi ultimit
$$\begin{aligned} T_{ew} &= T_{ew1} + T_{ew2} \\ &= 71,92 \text{ kN} + 7.497 \text{ kN} \\ &= 879,42 \text{ kN} \end{aligned}$$

b. Momen pada pier wall akibat beban angin

- Kondisi ultimit
$$\begin{aligned} M_{ew} &= M_{ew1} + M_{ew2} \\ &= 503,438 \text{ kNm} + 18,743 \text{ kNm} \\ &= 522,181 \text{ kNm} \end{aligned}$$

c. Momern pada pondasi akibat beban angin

- Kondisi ultimit
$$\begin{aligned} M'_{ew} &= M'_{ew1} + M'_{ew2} \\ &= 611,32 \text{ kNm} + 30,363 \text{ kNm} \\ &= 641,6807 \text{ kNm} \end{aligned}$$

4. Beban angina arah x (memanjang jembatan )

Ukuran bidang pier yang ditiup angin

tinggi	$L_c + a + h_t$	6.5000	m
Lebar	$6 \times B$	4.8	m

Luas bidang pier yang di tiup angin

Ab	$6 \times B \times L_c \times a$	31.2	m <sup>2</sup>
----	----------------------------------	------	----------------

Beban angin pada struktur atas

Tew	$0,0006 \times C_w \times (V_w)^2 \times A_b$
	$\frac{28.665}{\text{Kn}}$

Lengan terhadap pondasi		
Yew	$ht + (Lc+a)/2$	
	4	m
Momen pada pondasi akibat beban angin		
Mew	Tew x Yew	
	114.66	kNm
Lengan terhadap pier wall		
Y'ew	$(Lc+a)/2$	
	2.55	m
Momen pada pier wall akibat beban angin		
Mew	Tew x Y'ew	
	73.09575	kNm

## 7. Beban Gempa

Analisis beban gempa pada jembatan mengacu pada SNI Gempa 2833 – 2013. Beban gempa direncanakan dengan metode beban horisontal statis ekuivalen. Beban gempa bangunan atas yang masuk pada pilar direncanakan 50% dari span kiri dan span kanan.

$$E_Q = C_{sm} \times w_t \text{ ( SNI Gempa 2833-2013 pasal 5.1 )}$$

PGA ( Percepatan puncak batuan dasar ) : 0,2

Ss ( Respons spektral untuk 0,2 detik ) : 0.5

S1 ( Respons spektral untuk 1 detik ) : 0,2

o Menentukan kelas situs

$$\begin{aligned}
 N &= \frac{\sum t_i}{\sum (t_i/N)} \\
 &= \frac{30}{2,887} \\
 &= 10,3884
 \end{aligned}$$

Tabel 5.66 kelas situs ( SNI Gempa 2833 – 2013 tabel 2 )

Kelas Situs	$\bar{V}_s$ (m/s)	$\bar{N}$	$\bar{S}_u$ (kPa)
A. Batuan Keras	$\bar{V}_s \geq 1500$	N/A	N/A
B. Batuan	$750 < \bar{V}_s \leq 1500$	N/A	N/A
C. Tanah Sangat Padat dan Batuan Lunak	$350 < \bar{V}_s \leq 750$	$\bar{N} > 50$	$\bar{S}_u \geq 100$
D. Tanah Sedang	$175 < \bar{V}_s \leq 350$	$15 \leq \bar{N} \leq 50$	$50 \leq \bar{S}_u \leq 100$
E. Tanah Lunak	$\bar{V}_s < 175$	$\bar{N} < 15$	$\bar{S}_u < 50$
	Atau setiap profil lapisan tanah dengan ketebalan lebih dari 3 m dengan karakteristik sebagai berikut : 1. Indeks plastisitas, $PI > 20$ , 2. Kadar air ( $w$ ) $\geq 40\%$ , dan 3. Kuat geser tak terdrainase $\bar{S}_u < 25$ kPa		
F. Lokasi yang membutuhkan penyelidikan geoteknik dan analisis respons dinamik spesifik	Setiap profil lapisan tanah yang memiliki salah satu atau lebih dari karakteristik seperti : - Rentan dan berpotensi gagal terhadap beban gempa seperti likuifaksi, tanah lempung sangat sensitif, tanah tersementasi lemah - Lempung organik tinggi dan/atau gambut (dengan ketebalan $> 3m$ ) - Plastisitas tinggi (ketebalan $H > 7.5m$ dengan $PI > 75$ ) - Lapisan lempung lunak/medium kaku dengan ketebalan $H > 35m$		

Dari hasil  $N$  diatas kemudian diplotkan ke dalam tabel 5.3 untuk mencari kelas situs. Didapatkan kelas situs untuk pondasi abutmen yaitu tanah sedang.

- Menentukan faktor situs

Tabel 5.67 faktor amplifikasi untuk periode 0 dt dan 0,2 dt (  $F_{PGA} / F_a$  )

Kelas situs	$PGA \leq 0,1$ $S_s \leq 0.25$	$PGA = 0,2$ $S_s = 0.5$	$PGA = 0,3$ $S_s = 0.75$	$PGA = 0,4$ $S_s = 1.0$	$PGA > 0,5$ $S_s \geq 1.25$
Batuan Keras (SA)	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
Batuan (SB)	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
Tanah Keras (SC)	1.2	1.2	1.1	1.0	1.0
Tanah Sedang (SD)	1.6	1.4	1.2	1.1	1.0
Tanah Lunak (SE)	2.5	1.7	1.2	0.9	0.9
Tanah Khusus (SF)	SS	SS	SS	SS	SS

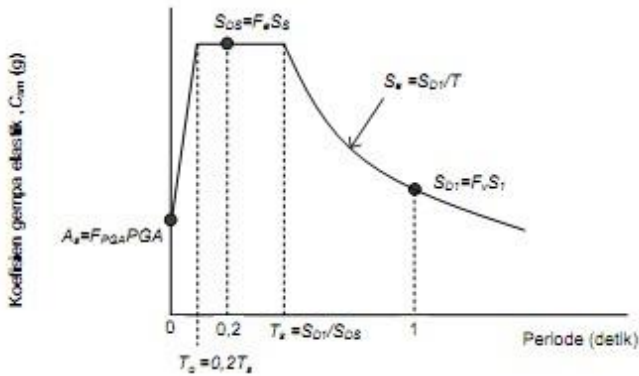
Didapat nilai  $F_{PGA}/F_a = 1,7$

Tabel 5.68 Besarnya nilai faktor amplifikasi untuk periode 1 detik (  $F_v$  )

Kelas situs	$S_T \leq 0.1$	$S_T = 0.2$	$S_T = 0.3$	$S_T = 0.4$	$S_T \geq 0.5$
Batuan Keras (SA)	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
Batuan (SB)	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
Tanah Keras (SC)	1.7	1.6	1.5	1.4	1.3
Tanah Sedang (SD)	2.4	2.0	1.8	1.6	1.5
Tanah Lunak (SE)	3.5	3.2	2.8	2.4	2.4
Tanah Khusus (SF)	SS	SS	SS	SS	SS

Didapat nilai  $F_v = 3.2$

- Menentukan respons spektra



Gambar 5.42 Bentuk tipikal respon spektra di permukaan tanah

$$\begin{aligned}
 A_s &= F_{PGA} \times PGA \\
 &= 1,7 \times 0,2 \\
 &= 0,34 \\
 S_{D1} &= F_v \times S_1 \\
 &= 1,7 \times 0,5 \\
 &= 0,85 \\
 S_{DS} &= F_a \times S_s \\
 &= 3.2 \times 0.2 \\
 &= 0,64
 \end{aligned}$$

- Menentukan koefisien respon gempa elastik

$$\begin{aligned}
 T_s &= \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \\
 &= \frac{0,64}{0,85} \\
 &= 0,7529 \\
 T_0 &= 0,2 \times T_s \\
 &= 0,2 \times 0,7529 \\
 &= 0,1505
 \end{aligned}$$

Cek persyaratan bila  $T_0 < T < T_s$ , maka digunakan syarat 2 :

$$C_{SM} = S_{DS} \\ = 0,85$$

- o Menentukan faktor modifikasi respon ( R )

*Tabel 5.69 Zona gempa*

Koefisien percepatan ( $S_{D1}$ )	Zona gempa
$S_{D1} \leq 0,15$	1
$0,15 < S_{D1} \leq 0,30$	2
$0,30 < S_{D1} \leq 0,50$	3
$S_{D1} > 0,50$	4

Dari perhitungan  $S_{D1}$  diperoleh nilai 0,64 yang masuk kedalam kategori zona 4. Struktur jembatan yang masuk pada zona 4, kecuali untuk fondasi nilai R diambil 1,0.

Data perencanaan beban gempa :

$$C_{SM} = 0.85$$

$$R \text{ bang. Bawah} = 1,0$$

$$R \text{ bang. atas} = 1,0$$

$$W \text{ setengah bang. Atas span kiri} = 248.22 \text{ ton}$$

$$W \text{ setengah bang. Atas span kanan} = 107.69 \text{ ton}$$

$$\text{Beban mati abutmen} = 132,59 \text{ ton}$$

#### 1. Beban Gempa Arah memanjang

Beban gempa akibat bangunan atas span kiri 20.6

$$E_{q1} = \frac{C_{SM}}{R} \times W_t \\ = \frac{0.85}{1} \times 248.22 \\ = 210,99 \text{ ton}$$

Momen bangunan atas span kiri 20,6

$$M E_{q1} = 210,99 \times 4,5 \\ = 949,26 \text{ ton.m}$$

Beban gempa akibat bangunan atas span kanan 14



$$\begin{aligned}
 E_{q1} &= \frac{C_{SM}}{R} \times W_t \\
 &= \frac{0.85}{1} \times 107.69 \\
 &= 91,60 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

Momen bangunan atas span kanan 14m

$$\begin{aligned}
 M E_{q1} &= 91,6 \times 5 \\
 &= 458,02 \text{ ton.m}
 \end{aligned}$$

Beban gempa akibat bangunan bawah

$$E_{q2} = \frac{C_{SM}}{R} \times W_t$$

Tabel 5.70 Rekapitan beban gempa pada bangunan bawah

Bagian	BERAT (kN)	eq csm/rwt	Lengan Terhadap Alas		Momen X kNm
			x	(m)	
HEADSTOCK	105.75	89.8875	a-h1/2	2.85	256.179875
	99.875	84.89375	a-h1-h2/2	1.85	157.0634375
	470	399.5	h4+h3/2	1.4	559.3
	90.24	76.704	h4/2	0.24	18.40896
	35.814	30.4419	2/3h4	0.32	9.741408
	801.679			Mh=	990.942
			Yh=	Mh/Wh =	1.2361
Pier Colom	47.1238898	40.05530633		Zh= Yh+Lc+ht =	4.1361
	47.1238898		1/2 l c	0.7	28.08871443
				M=	28.08871443
			yc= Mc/Wc	=	0.595
			Zc= Yc+ht	=	2.095
			A= 2*(B*h+ 1/4rh^2)	=	3.6173
			Be= A/h	=	4.5216
PILE CAP	54	45.9	hp+(ht-hp)/2	2.55	117.045
	61.59875	52.3546875	hp+(ht-hp)/3	2.10	109.9448438
	1215	1082.75	hp/2	0.6	619.65
	1330.59875			Mp=	846.6398438
	=	1822.045244	Momen Akibat gempa		1865.620

Momen bangunan bawah

$$M E_{q2} = 186.56 \text{ ton}$$

Total beban gempa

$$\begin{aligned}
 E_{tot} &= 210.99 + 91,60 + 182.204 \\
 &= 484,79 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

Total momen gempa

$$\begin{aligned} M_{E_{tot}} &= 949,46 + 458,02 + 188,65 \\ &= 1594,04 \text{ ton.m} \end{aligned}$$

2. Beban gempa arah melintang

- Beban gempa akibat bangunan atas yaitu :

a. Beban gempa pada  $\frac{1}{2}$  span kiri

$$\begin{aligned} E_Q &= 30\% \times E_q \\ &= 30\% \times 210,99 \text{ ton} \\ &= 63,297 \text{ ton} \end{aligned}$$

b. Beban gempa pada  $\frac{1}{2}$  span kanan

$$\begin{aligned} E_Q &= 30\% \times E_q \\ &= 30\% \times 91,60 \text{ tonkN} \\ &= 27,48 \text{ Ton} \end{aligned}$$

c. Total beban Gempa Struktur atas

$$\begin{aligned} T_{EQ} &= E_q \text{ span kiri} + E_q \text{ span kanan} \\ &= 63,297 + 27,48 \text{ kN} \\ &= 90,7 \text{ ton} \end{aligned}$$

d. Beban gempa akibat bangunan bawah yaitu :

$$\begin{aligned} E_Q &= 30\% \times E_q \\ &= 30\% \times 182,20 \text{ ton} \\ &= 54,66 \text{ ton} \end{aligned}$$

e. Total beban akibat gempa

$$\begin{aligned} T_{EQ} &= ( E_{Q1} \text{ span kiri} + E_{Q1} \text{ span} ) + E_{Q2} \\ &= 90,7 \text{ ton} + 54,66 \text{ ton} \\ &= 145,36 \text{ kN} \end{aligned}$$

**8. Tekanan Air Lateral Akibat gempa**

Tabel 5.71 Koefisien geser dasar C

Daerah Gempa (1)	Koefisien Geser Dasar C		
	Tanah Teguh (2)	Tanah Sedang (2)	Tanah Lunak (2)
1	0,20	0,23	0,23
2	0,17	0,21	0,21
3	0,14	0,18	0,18
4	0,10	0,15	0,15
5	0,07	0,12	0,12
6	0,06	0,06	0,07

CATATAN (1) Daerah gempa bisa dilihat dalam Gambar 14.  
 CATATAN (2) Definisi dari teguh, sedang dan lunak dari tanah di bawah permukaan diberikan dalam Tabel 30.

Perhitungan tekanan air lateral akibat gempa berdasarkan

**RSNI T-02-2005 Pasal 7.7.6**, maka didapat rumus :

$$T_{EQ} = 0,58 \times Kh \times I \times w_o \times b \times h$$

Keterangan :

b = lebar dinding diambil tegak lurus dari arah gaya.

h = kedalaman air

I = faktor kepentingan

$w_o$  = berat isi air, bisa diambil  $9,8 \text{ kN/m}^3$

$Kh$  = koefisien pembebanan gempa horizontal

Menurut **Peta Zona Gempa Indonesia 2010 dan puskim.pu.go.id**, lokasi jembatan Kalianyar termasuk dalam daerah gempa zona 3. Maka didapat nilai koefisien geser dasar ( C ) sebesar 0,18.

dengan rumus sesuai pada **RSNI T-02-2005 Pasal 7.73**

**Tabel 33 Faktor tipe bangunan**, yaitu :

Jumlah sendi plastis,  $n = 1$

Maka  $F = 1,25 - 0,025n$

$$= 1,25 - ( 0,025 \times 1 )$$

$$= 1,225$$

Dengan syarat

$$F > 1$$

$$1,225 > 1 \text{ ( OKE )}$$

Faktor tipe struktur

$$S = 1 \times F$$

$$= 1 \times 1,225$$

$$= 1,225$$

Dari data diatas maka dapat dihitung nilai Kh

$$Kh = C \times S$$

$$= 0,18 \times 1,225$$

$$= 0,2205$$

Didapat nilai Kh sebesar 0,2205 dan dengan jembatan yang memuat kendaraan lebih dari 2000 kendaraan per hari dengan tipe jalan yaitu jalan raya utama atau arteri dan sebagai jalan alternatif, maka diambil faktor kepentingan (I) sebesar 1, dari data diatas dapat dihitung nilai tekanan air lateral akibat gempa :

Tekanan air lateral akibat gempa arah memanjang

(x), yaitu :

$$T_{eq} = 0,58 \times Kh \times I \times W_o \times b \times h^2$$

$$= 0,58 \times 0,2205 \times 1 \times 10 \text{ kN/m}^3 \times 5,3 \times 4,37^2$$

$$= 155,3304 \text{ Kn}$$

Lengan gaya air terhadap pondasi

$$Y_{eq} = h/2$$

$$= 4,37 \text{ m} / 2$$

$$= 2,185 \text{ m}$$

Momen pada pondasi akibat tekanan air

$$M_{eq} = T_{eq} \times Y_{eq}$$

$$= 155,3304 \text{ kN} \times 2,125 \text{ m}$$

$$= 359,397 \text{ kNm}$$

Tekanan air lateral akibat gempa arah melintang (y)

$$T_{eq} = 0,58 \times Kh \times I \times W_o \times b \times h^2$$

$$= 0,58 \times 0,2205 \times 1 \times 9,8 \text{ kN/m}^3 \times 0,8 \times 4,47^2$$

$$= 23,4461$$

Lengan gaya air terhadap pondasi

$$\begin{aligned}
 Y_{eq} &= h/2 + h_{pilecap} \\
 &= 2,185 + 1.5 \\
 &= 3,685 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Momen pada pondasi akibat tekanan air

$$\begin{aligned}
 M_{eq} &= T_{eq} \times Y_{eq} \\
 &= 23,4461 \text{ kN} \times 3,685 \text{ m} \\
 &= 83,39 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

## 9. Aliran Air

Perhitungan gaya akibat adanya aliran air berdasarkan, **RSNI T-02-2005 Pasal 7.4** dengan gaya akibat aliran air dengan arah memanjang atau arah X

$$T_{EF} = 0,5 \times C_D \times V_s^2 \times A_d$$

dimana,

$V_s$  = kecepatan air rata-rata untuk keadaan batas yang ditinjau.

$C_D$  = koefisien seret

$A_d$  = luas proyeksi pilar tegak lurus arah aliran dengan tinggi yang sama dengan kedalaman untuk menghitung dengan rumus diatas dapat dicari : Kecepatan aliran,

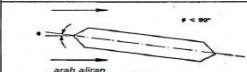



$V_s = 1,5 \text{ m/s}$  pada **RSNI T-02-2005 Tabel 23**.

Luas proyeksi pilar,

$$\begin{aligned}
 A_d &= M_{ab} \times b \text{ kolom} \\
 &= 4,37 \text{ m} \times 0.8 \\
 &= 2,807 \text{ m}^2
 \end{aligned}$$

Koefisien seret,  $C_D = 0,7$  (dilihat pada gambar)

Tabel 5.72 Koefisien seret dan angkat untuk pilar

Bentuk Pilar	Koefisien Seret $C_D$	Koefisien Angkat $C_L$	
	0.8	$\theta$	$C_L$
	1.4	0°	0
		5°	0.5
		10°	0.9
		20°	0.9
		≥ 30°	1.0
	0.7		
	0.7	Tidak bisa dipakai	

Gaya seret yang terjadi pada pier akibat aliran air

$$\begin{aligned}
 TEF &= 0,5 \times C_D \times V_s^2 \times A_d \\
 &= 0,5 \times 0,7 \times (1,5\text{m/s})^2 \times 2,8075 \text{ m}^2 \\
 &= 2.210 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Lengan gaya aliran terhadap pondasi (YEF)

$$\begin{aligned}
 Y_{ef} &= \text{tinggi MAB}/2 + h \text{ pilecap/} \\
 &= 4,37/2 \text{ m} + 1,5 \text{ m} \\
 &= 3,685 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Momen akibat aliran air (MEF)

$$\begin{aligned}
 M_{ef} &= TEF \times YEF \\
 &= 2.211 \text{ kN} \times 3,685 \text{ m} \\
 &= 8,147 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

Lengan terhadap pierwall

$$\begin{aligned}
 Y_{ef} &= Hb/2 \\
 &= 2.185 \\
 &= 2.185 \text{ m}
 \end{aligned}$$

M ef

=

T ef

Y ef

=

5.527203

2.185

=

12.07694

kNm

10. Rekap Beban Kerja

Tabel 5.73Rekap kombinasi beban kerja

NO	Aksi/beban	Kode	Vertikal	Horizontal		Momen	
			Vz(kN)	Hx(kN)	Hy(kN)	Mx(kNm)	My
	Aksi Tetap						
1	Struktur Atas Kiri	D	2482.24675				
2	Struktur atas kanan	D	1077.6991				
3	Bangunan Bawah	D	2179.39664				
	Beban Lalu-lintas						
1	UDL Kiri	TD	579.375				
2	UDL Kanan	TD	393.75				
3	P Kel Kiri	TD	344.372				
4	P Kel Kanan	TD	344.372				
5	Beban pedestrian TP	TP	206				
6	Gaya rem TB	TB		75		502.5	
	Aksi Lingkungan						
1	Aliran air EF	EF		2.8426	2.2108813	10.47483999	8.147097772
2	Hanyutan/Tumbukan EF	EF			117.6		643.272
3	Beban angin EW	EW	43.26	28.665	79.41675	114.66	641.680725
4	Eq Struktur Atas	EQ		3026	907.78619	14074.81499	4222.444498
5	Eq Pilar	EQ		1822	546.61357	1865.620	559.6860992
10	Tekanan air gempa	EQ		155.33	23.446104	339.3970149	86.39889469
Total			7650.47149	5109.8	1677.0735	16907.46718	6161.629315

○ Kombinasi 1 (D+TD+TP)

Tabel 5.74 Kombinasi I

KOMBINASI 1					Vertikal	Horizontal		Momen	
NO	Aksi/beban			Kode	Vz(kN)	Hx(kN)	Hy(kN)	Mx(kNm)	My
	Aksi Tetap								
1	Berat sendiri			MS	5739.342				
	Beban Lahu-lintas								
2	Beban lajur "D" TD			TD	1661.869				
3	Beban pedestrian TP			TP	206				
TOTAL					7607.211	0	0	0	0

○ Kombinasi 2 (D + TD + TB + TP + EF)

*Tabel 5.75 Kombinasi 2*

NO	Aksi/beban		Vertikal	Horizontal		Momen	
		Kode	Vz(kN)	Hx(kN)	Hy(kN)	Mx(kNm)	My
	Aksi Tetap						
1	Berat sendiri	MS	5739.342				
	Beban Lalu-lintas						
3	Beban lajur "D" TD	TD	1661.869				
4	Beban pedestrian TP	TP	206				
5	Gaya rem TB	TB		75		502.5	
	Aksi Lingkungan						
6	Aliran air EF	EF		2.84256173	2.21088135	10.47483999	8.1471
7	Hanyutan/Tumbukan EF	EF			117.6		643.272
Ttotal			7607.211	77.8425617	119.810881	512.97484	651.419

○ Kombinasi 3 (D+TD+TB+TP+EF+EW)

*Tabel 5.76 Kombinasi 3*

NO	Aksi/beban		Vertikal	Horizontal		Momen	
		Kode	Vz(kN)	Hx(kN)	Hy(kN)	Mx(kNm)	My
	Aksi Tetap						
1	Berat sendiri	MS	5739.342				
	Beban Lalu-lintas						
3	Beban lajur "D" TD	TD	1661.869				
4	Beban pedestrian TP	TP	206				
5	Gaya rem TB	TB		75		502.5	
	Aksi Lingkungan						
6	Aliran air EF	EF		2.84256173	2.21088135	10.47483999	8.1471
7	Hanyutan/Tumbukan EF	EF			117.6		643.272
Ttotal			7607.211	77.8425617	119.810881	512.97484	651.419



## ○ KOMBINASI 4 (D+EF+Ex +30% Ey + Taq)

Tabel 5.77 Kombinasi 4

NO	Aksi/beban		Vertikal	Horizontal		Momen	
		Kode	Vz(kN)	Hx(kN)	Hy(kN)	Mx(kNm)	My
	Aksi Tetap						
1	Berat sendiri	MS	5739.342				
	Aksi Lingkungan						
1	Aliran air EF	EF		2.84256173	2.21088135	10.47483999	8.1471
2	Hanyutan/Tumbukan EF	EF			117.6		643.272
3	Beban gempa EQ	EQ		1977.37569	593.212706	15940.435	4782.13
4	Tekanan air gempa	EQ		155.330442	46.5991325	339.3970149	101.819
Ttotal			5739.342	2135.54869	759.622719	16290.30718	5535.37

## ○ KOMBINASI 5 (D+EF+ 30%Ex + Ey + Taq)

Tabel 5.78 Kombinasi 4

NO	Aksi/beban		Vertikal	Horizontal		Momen	
		Kode	Vz(kN)	Hx(kN)	Hy(kN)	Mx(kNm)	My
	Aksi Tetap						
1	Berat sendiri	MS	5739.342				
	Aksi Lingkungan						
1	Aliran air EF	EF		2.84256173	2.21088135	10.47483999	8.1471
2	Hanyutan/Tumbukan EF	EF			0		4782.13
3	Beban gempa EQ	EQ		436.319929	1454.39976	1434.639179	4782.13
4	Tekanan air gempa	EQ		7.03383132	23.4461044	25.91966841	86.3989
Ttotal			5739.342	446.196323	1480.05675	1471.033688	9658.81

### 5.3.3 KONTROL STABILITAS GULING

*Tabel 5.79 Rekap Kombinasi beban*

NO	Kombinasi beban	P	Hx	Hy	Mx	My
		kN	kN	kN	kNm	kNm
1	KOMBINASI 1 (D + L (TD + TP))	7607	0	0	0	0
2	KOMBINASI 2 (D + TD + TB + TP + EF)	7607	77.84256	119.810881	512.97484	651.4190978
3	KOMBINASI 3 (D+TD+TB+TP+EF+EW)	7650	106.5076	199.227631	627.63484	1293.099823
4	KOMBINASI 4 (D+EF+Ex +30% Ey + Taq)	5739	2135.549	759.622719	16290.3072	5535.3688
5	KOMBINASI 5 (D+EF+ 30%Ex + Ey + Taq)	5739	446.1963	1480.05675	1471.03369	9658.807187

- Stabilitas guling arah memanjang jembatan.  
 Letak titik guling A (ujung pondasi) terhadap pusat pondasi.

$$\frac{B_x}{2} = \frac{4.5}{2} = 2.25 \text{ m}$$

Momen penahan guling :

$$M_p = P \frac{B_x}{2} \left( 1 + k \right)$$

*Tabel 5.80 Kontrol Stabilitas Guling*

NO	Kombinasi beban	Tegangan berlebihan	P	Mx	Mp	SF	Keterangan
1	Kombinasi 1	0%	0	0	0		
2	Kombinasi 2	25%	7607.21149	513	21395.28	41.7082489	OK
3	Kombinasi 3	40%	7650.47149	627.6	24098.99	38.3965065	OK
4	Kombinasi 4	50%	5739.34249	16290	19370.28	1.18906787	OK
5	Kombinasi 5	50%	5739.34249	1471	9658.807	6.566	OK

### 5.3.4 Perhitungan Gaya Aksial Tiang Pancang

Dari analisis pembebanan diatas,maka selanjutnya adalah analisis gaya aksial yang terjadi pada tiang pancang. Analisa perhitungan tiang pancang ini berdasarkan **Mekanika Tanah dan Teknik Pondasi,2000,Dr. Ir. Suryono Sosrodarsono dan Kazuto Nakazawa.**

#### a. Data Tiang Pancang

Diameter pancang	Dp	= 0,5 m
Tebal tiang pancang	t	= 0,09 m
Keliling tiang	Up	= 1,57m
Luas total tiang	A	= 201,1m
Berat jenis beton	Wp	= 9,432 ton/tiang
Berat tiang	A x Wp	= 0,290 ton/m
Momen inersia	I	= 306796,16 cm <sup>4</sup>
Modulus elastisitas	E	=331675kg/cm <sup>2</sup>
Kuat tekan beton	Fc'	= 50 Mpa
Allowable axial		= 252,7 ton
Bending momen crack		= 12,5 ton.m
Bending momen ultimate		= 18.8 ton.m
Kelas tiang pancang		= A2

Data tiang pancang di atas menggunakan spesifikasi Pc Spun Pile adhi Persada Beton.

#### b. Konfigurasi Tiang Pancang

Konfigurasi berfungsi untuk menghitung daya dukung per tiang, berikut adalah rumus yang digunakan :

$$P = \frac{V}{n} \pm \frac{Mx \cdot x}{\sum x^2} \pm \frac{My \cdot y}{\sum y^2}$$

Keterangan :

$P$  = Gaya aksial yang terjadi pada 1 tiang (

$V$  = Total gaya aksial ( kN )

$n$  = Jumlah tiang pancang ( buah )

$M_x$  = Momen sumbu x ( kN.m )

$M_y$  = Momen sumbu y ( kN.m )

$y$  = Jarak tiang terhadap sumbu x ( m )

$x$  = Jarak tiang terhadap sumbu y ( m )

$X$  = jarak tiang terhadap sumbu x ( m )

= 1,5 m

$Y$  = jarak tiang terhadap sumbu y ( m )

= 2,5 m

*Tabel 5.81 gaya aksial tiang pancang*

Tiang No	x	y	x <sup>2</sup>	y <sup>2</sup>	komb1	komb2	komb 3	komb 4	komb5
1	-1.5	-3.75	2.25	14.06	63.39	56.51	53.35	-110.07	-3.07
2	-1.5	-1.25	2.25	1.56	63.39	58.25	56.80	-95.31	22.69
3	-1.5	1.25	2.25	1.56	63.39	59.99	60.25	-80.54	48.45
4	-1.5	3.75	2.25	14.06	63.39	61.72	63.70	-65.78	74.20
5	0	-3.75	0.00	14.06	63.39	60.79	58.58	25.69	9.19
6	0	-1.25	0.00	1.56	63.39	62.52	62.03	40.45	34.95
7	0	1.25	0.00	1.56	63.39	64.26	65.48	55.21	60.71
8	0	3.75	0.00	14.06	63.39	66.00	68.93	69.97	86.46
9	1.5	-3.75	2.25	14.06	63.39	65.06	63.81	161.44	21.45
10	1.5	-1.25	2.25	1.56	63.39	66.80	67.26	176.20	47.21
11	1.5	1.25	2.25	1.56	63.39	68.54	70.71	190.96	72.96
12	1.5	3.75	2.25	14.06	63.39	70.27	74.16	205.72	98.72
Total			18.00	93.75					

### 5.3.5 Perhitungan Daya Dukung Tanah

Dari tabel 5.81 dapat diketahui nilai maksimum (  $P_{max}$  ) Gaya aksial tiang pancang akibat beban tetap ( Kombinasi 1,2,3 ) adalah 74,16 kN, sedangkan nilai maksimum (  $P_{max}$  ) Gaya aksial tiang pancang akibat beban sementara ( Kombinasi 4 dan 5 ) adalah 205,62 kN. Dari hasil kemampuan tiang pancang didapat hasil reaksi berupa gaya aksial tekan saja maka akan dikontrol dengan daya dukung tanah akibat tekan. Perhitungan daya dukung tanah berdasarkan tiang pancang yang berdiameter 0,50 m dan berdasarkan data penyelidikan tanah SPT pada Pilar.

$l_i$  = tebal lapisan tanah dengan memperhitungkan geser dinding tiang

$f_i$  = besarnya gaya geser maksimum dari lapisan tanah ( ton/m<sup>3</sup> )

$q_d$  = daya dukung tanah terpusat tiang ( ton ), diperoleh dari hubungan antara  $L/D$  dan  $q_d/N$ .

$L$  = panjang ekivalen penetarasi pada lapisan pendukung

$D$  = diameter tiang

$\bar{N}$  = harga rata-rata  $N$  pada ujung tiang,  $\bar{N} = \frac{N_1 + \bar{N}_2}{2}$

$\bar{N}_2$  = harga rata-rata  $N$  pada jarak  $4D$  dari ujung tiang

$R_u$  = daya dukung batas pada tanah pondasi ( ton )

$R_t$  = daya dukung terpusat tiang ( ton )

$R_f$  = gaya geser dinding tiang ( ton )

Dari data SPT yang didapat maka dapat ditentukan kedalaman untuk tiang pancang. Data yang digunakan dari tabel SPT yang sudah diolah diambil data dengan kedalaman yang ditentukan ( $N > 50$ ) maka diambil data pada kedalaman 24 meter dengan pengambilan data setiap 1 meter, diperoleh data sebagai berikut :

• **Didapat pada tabel diatas pada kedalaman 25 m :**

Jenis tanah	: lanau ( Silt )
N rata <sup>2</sup>	: 47
$f_i$	: 12      ton/m <sup>2</sup>
$f_i \times l_i$	: 12      ton/m
$\sum f_i \times l_i$	: 178.75ton/m
P. friction, Rf	: 385.94ton
P. bearing, Rt	: 336.94ton
L/D	: 3.12
qd/N	: 1.56
qd	: 136.5 ton
Pall Comp	
SF = 2	: 242,2 ton
SF = 2,5	: 111,7 ton
SF = 3	: 46,42 ton

• **Daya dukung aksial pondasi tiang**

a. Gaya geser maksimum dinding tiang ( Rf )

$\sum f_i \times l_i$	: 178.75      ton/m
Maka,	
Rf	: $U_p \times \sum f_i \times l_i$
	: 1,571 m x 175.75 ton/m
	: 276.067 ton

b. Daya dukung pada ujung tiang pancang ( Rt )

I	: 1.56 m
D	: 0.5 m
L/D	: 3.12
$\bar{N}_1$	: 47

$$\bar{N}2 : 44$$

$$\begin{aligned}\bar{N} &= \frac{N1 + \bar{N}2}{2} \\ &= \frac{47 + 44}{2} \\ &= 45\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{qd}/N &: 16 \\ \text{qd} &: 16 \times 44 \\ &: 734.86 \\ \text{Rt} &: \text{qd} \times A \\ &: 734.86 \times 0.196 \\ &: 42,52 \text{ ton}\end{aligned}$$

c. Daya dukung ultimate tiang (  $R_u$  )

$$\begin{aligned}R_u &= R_f + R_t \\ &= 276.067 \text{ ton} + 144.289 \text{ ton} \\ &= 734,86 \text{ ton}\end{aligned}$$

d. Kontrol,

- Pu bahan  $> P$  ijin Tiang
 
$$185.3 \times 2 > \frac{R_f}{2} + R_a$$

$$371 \text{ ton} > 276,067/2 + 144,289 \text{ OKE}$$

$$\mathbf{371} > \mathbf{282,32}$$
- P aksial  $< P$  sementara
 
$$74.16 \text{on} < 159 \text{ ton} \quad \mathbf{OKE}$$
- P tetap  $< P$  ijin tetap
 
$$205.72 < 205 \text{ ton} \quad \mathbf{OKE}$$
- P cabut  $= 53,35 \text{ton}$

- **Perhitungan Efisiensi Daya Dukung**

Perhitungan daya dukung tiang kelompok direncanakan konfigurasi dan efisiensi. Efisiensi tiang kelompok ini dihitung dengan menggunakan rumus *Seiler Keeney* :

$$Eg = \left( 1 - \frac{36s \cdot (m+n-2)}{(75s^2-7) \cdot (m+n-1)} \right) + \frac{0,3}{m+n}$$

Keterangan,

- Eg = Koefisien kelompok tiang pancang  
 m = jumlah tiang dalam satu kolom ( buah )  
     = 7 buah  
 n = jumlah tiang dalam satu baris ( buah )  
     = 4 buah  
 s = jarak tiang ke sumbu x

$$\begin{aligned} Eg &= \left( 1 - \frac{36s \cdot (m+n-2)}{(75s^2-7) \cdot (m+n-1)} \right) + \frac{0,3}{m+n} \\ &= \left( 1 - \frac{362,5 \cdot (7+4-2)}{(75(2,5)^2-7) \cdot (7+4-1)} \right) + \frac{0,3}{7+4} \\ &= 0,76377 \end{aligned}$$

- **Kontrol terhadap beban horizontal**

Gaya – gaya horisontal ( Hx ) diperoleh dari gaya searah dengan arah sumbu x, diantaranya : Beban rem + Beban 100% akibat gempa struktur atas + 100% gempa akibat pilar.

$$\begin{aligned} Hx &= 270 \text{ kN} + 9083,944 \text{ kN} + 2912,619 \text{ kN} \\ &= 12266,56 \text{ kN} \end{aligned}$$

Gaya – gaya horisontal ( Hy ) diperoleh dari beban searah sumbu y, diantaranya : 30% akibat gempa ( Struktur atas + pilar ) dan beban angin

$$\begin{aligned} Hy &= 2725,18 \text{ kN} + 873,78 \text{ kN} + 88,06 \text{ kN} \\ &= 3687,03 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} H &= ( Hx^2 + Hy^2 )^{0,5} \\ &= ( 12266,5^2 + 3687,03^2 )^{0,5} \\ &= 12808,69 \text{ kN} \end{aligned}$$



$$\begin{aligned}
 H \text{ per Tiang} &= \frac{H}{\text{Jumlah Tiang}} \\
 &= \frac{12808,69}{56} \\
 &= 228,726 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Kemampuan tambahan tiang menahan gaya horizontal bila diijinkan pergeseran posisi ujung tiang sebesar d

$$H_a = \frac{k \times D}{\beta} \delta a$$

$$\beta = \left( \frac{k \times D}{4 \times E \times I} \right)^{0,25}$$

$$K = 0,2 E_o D^{-3/4} y^{-1/2}$$

Keterangan,

$H_a$  = Daya Dukung horizontal yang diijinkan

$k$  = Koefisien reaksi lapisan tanah di bawah permukaan

$D$  = Diameter tiang ( cm )

$EI$  = Kekakuan lentur tiang (  $\text{kg/cm}^{-1}$  )

$\delta a$  = Besarnya pergeseran tiang normal ( cm )  
= 1 cm

$y$  = Besarnya pergeseran yang akan dicari  
= 1 cm

$E_o$  = Modulus deformasi tanah  
= 331674,8408

$$\begin{aligned}
 K &= 0,2 E_o D^{-3/4} y^{-1/2} \\
 &= 0,2 \times 28 \times 28,4 \times 0,0531 \\
 &= 0,596
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \beta &= \left( \frac{k \times D}{4 \times E \times I} \right)^{0,25} \\
 &= 0,0029
 \end{aligned}$$

$$H_a = \frac{k \times D}{\beta} \delta a$$

$$\begin{aligned}
 &= \frac{8,471 \times 60}{0,004953} \times 1 \\
 &= 102605,05 \text{ kg} \\
 &= 26454,188 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 &\text{H per Tiang} < \text{H}_a \\
 &228,726 \text{ kN} < 1026,05 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

- c. Kontrol terhadap Momen  
Momen maksimum yang terjadi pada tiang pancang  
dihitung dengan rumus :

$$\begin{aligned}
 \text{Mm} &= 0,2079 \times \left( \frac{H}{2 \times \beta} \right) \\
 &= 0,2079 \times \left( \frac{22872,67}{2 \times 0,004953} \right) \\
 &= 479955,5679 \text{ kg} \\
 &= 47,995 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{M crack} &> \text{M max} \\
 170 \text{ kN} &> 47,99 \text{ kN} \quad \textbf{OKE}
 \end{aligned}$$

5.3.6 Perhitungan Penulangan Pilar 1

5.3.6.1 Penulangan Pile Cap Pilar 1

Untuk perhitungan penulangan pile cap di butuhkan beban ultimate dari beban- beban yang telah dihitung diatas :  
Kombinasi Beban Ultimate Pile Cap Pilar

NO	Aksi/beban	Kode	Faktor beban	Vertikal	Horizontal		Momen	
				Vuz(kN)	Hxu(kN)	Hyu(kN)	Mxu(kNm)	Myu(kNm)
	Aksi Tetap							
1	Berat sendiri	MS	1.3	5762.76953				
2	Beb. mati tambahan	MA	2	380.254				
	Beban Lalu-lintas							
3	Beban lajur "D" TD	TD	1.8	2991.3642				
4	Beban pedestrian TP	TP	1.8	370.8				
5	Gaya rem TB	TB	1.8		135		904.5	
	Aksi Lingkungan							
6	Aliran air EF	EF	1.3		3.69533	2.874146	13.617292	10.5912271
7	Hanyutan/Tumbukan EF	EF	1.3			152.88		836.2536
8	Beban angin EW	EW	1.2	51.912	34.398	95.3001	137.592	770.01687
9	Beban gempa EQ	EQ	1		4847.999	1454.4	15940.4353	4782.130597
10	Tekanan air gempa		1		155.3304	23.4461	339.397015	86.39889469
Ttotal				9557.09973	5176.423	1728.9	17335.5416	6485.391189

Kombinasi yang dipakai dalam perhitungan penulangan  
Pier adalah :

1. Kombinasi 1U ( 1,3MS + 2MA + 1,8TD + 1,8TB )

NO	Aksi/beban	Kode	Faktor beban	Vertikal	Horizontal		Momen	
				Vuz(kN)	Hxu(kN)	Hyu(kN)	Mxu(kNm)	Myu(kNm)
	Aksi Tetap							
1	Berat sendiri	MS	1.3	5762.76953				
2	Beb. mati tambahan	MA	2	380.254				
	Beban Lalu-lintas							
3	Beban lajur "D" TD	TD	1.8	2991.3642				
5	Gaya rem TB	TB	1.8		135		904.5	
Ttotal				9134.38773	135	0	904.5	0

2. Kombinasi 2U ( 1,3MS + 2MA )

NO	Aksi/beban	Kode	Faktor beban	Vertikal	Horizontal		Momen	
				Vuz(kN)	Hxu(kN)	Hyu(kN)	Mxu(kNm)	Myu(kNm)
	Aksi Tetap							
1	Berat sendiri	MS	1.3	5762.76953				
2	Beb. mati tambahan	MA	2	380.254				
	Beban Lalu-lintas							
4	Beban pedestrian TP	TP	1.8	370.8				
Ttotal				6513.82353	0	0	0	0

### 3. Kombinasi 3U ( 1,3MS + 2MA + 1,3EF )

NO	Aksi/beban	Kode	Faktor beban	Vertikal	Horizontal		Momen	
				Vuz(kN)	Hxu(kN)	Hyu(kN)	Mxu(kNm)	Myu(kNm)
	Aksi Tetap							
1	Berat sendiri	MS	1.3	5762.76953				
2	Beb. mati tambahan	MA	2	380.254				
	Aksi Lingkungan							
6	Aliran air EF	EF	1.3		3.69533	2.874146	13.617292	10.5912271
7	Hanyutan/Tumbukan EF	EF	1.3		152.88	0	836.2536	0
Ttotal				6143.02353	156.5753	2.874146	849.870892	10.5912271

### 4. Kombianasi 4U ( 1,3MS + 2MA + 1,2EW )

NO	Aksi/beban	Kode	Faktor beban	Vertikal	Horizontal		Momen	
				Vuz(kN)	Hxu(kN)	Hyu(kN)	Mxu(kNm)	Myu(kNm)
	Aksi Tetap							
1	Berat sendiri	MS	1.3	5762.76953				
2	Beb. mati tambahan	MA	2	380.254				
8	Beban angin EW	EW	1.2	51.912	34.398	95.3001	137.592	770.01687
Ttotal				6194.93553	34.398	95.3001	137.592	770.01687

### 5. Kombinasi 5U ( 1,3MS + 2MA + 1EQ )

NO	Aksi/beban	Kode	Faktor beban	Vertikal	Horizontal		Momen	
				Vuz(kN)	Hxu(kN)	Hyu(kN)	Mxu(kNm)	Myu(kNm)
	Aksi Tetap							
1	Berat sendiri	MS	1.3	5762.76953				
2	Beb. mati tambahan	MA	2	380.254				
9	Beban gempa EQ	EQ	1		4847.999	1454.4	15940.4353	4782.130597
10	Tekanan air gempa	EQ	1		155.3304	23.4461	339.397015	86.39889469
Ttotal				6143.02353	5003.33	1477.846	16279.8323	4868.529492

untuk menghitung tulangan pile cap juga memerlukan data dari kekuatan tiap-tiap tiang pancang untuk menahan beban yang bekerja pada pilecap.

NO	Kombinasi beban	Vuz(kN)	Hxu(kN)	Hyu(kN)	Mxu(kNm)	Myu(kNm)
1	KOMBINASI 1U (1,3MS + 2MA + 1,8TD + 1,8TB)	9134.38773	135	0	904.5	0
2	KOMBINASI 2U (1,3MS + 2MA + 1,8TP)	6513.82353	0	0	0	0
3	KOMBINASI 3U (1,3MS + 2MA + 1,3EF)	6143.02353	156.5753303	2.874145754	849.870892	10.59123
4	KOMBINASI 4U (1,3MS + 2MA + 1,2EW)	6194.93553	34.398	28.59003	137.592	231.0051
5	KOMBINASI 5U (1,3MS + 2MA + 1EQ)	6143.02353	1500.998897	1477.845869	4883.9497	4868.529

a. Penulangan pileCap Arah memanjang X

- Data Perencanaan Pile Cap :

Diameter tulangan  $D = 25 \text{ mm}$

Lebar Yang ditinjau  $b = 1000 \text{ mm}$

Tinggi PileCap  $h = 1500 \text{ mm}$

Decking  $d' = 50 \text{ mm}$

Tebal Efektif arah X

$D_x = h - d' - 1/2 \phi_{tul. \text{lentur}} = 1450 \text{ mm}$

Kuat tekan beton  $f_c' = 25 \text{ Mpa}$

Mutu baja tulangan  $D > 12 \text{ mm}$   $f_y = 320 \text{ Mpa}$

Mutu baja tulangan  $D < 12 \text{ mm}$   $f_y = 280 \text{ Mpa}$

Berat volume beton bertulang  $W_c = 25 \text{ kN/m}^3$

Faktor beban berat sendiri  $K_uMS = 1,3$

Faktor reduksi kekuatan lentur  $\phi = 0,8$

Faktor reduksi kekuatan geser  $\phi = 0,7$

- Momen yang terjadi

$$q_u = P \times b \times t \times W_c \times K_uMS$$

$$= 2,3 \times 1,5 \times 1 \times 25 \times 1,3$$

$$= 69 \text{ kN}$$

Reaksi Ultimate tiang diambil dari tabel yaitu  $P_{max}$  dari seluruh tiang

$$P_u \text{ tiang} = 1490 \text{ kN}$$

Momen yang terjadi pada pier adalah :

$$M_u = \frac{5505.78}{9} \text{ kN.m}$$

$$M_u \text{ per meter} = \frac{5505.78}{9}$$

$$= 611.7529458 \text{ kN.m/m'}$$

TULANGAN UTAMA

$M_u$	=	611.7529458	kN.m	$B$	=	1000	mm
$f_c'$	=	25	MPa	$d'$	=	50	mm
$f_y$	=	320	MPa	$d$	=	1450	mm
$H$	=	1500	mm	$\phi$	=	0.8	mm

- Tulangan lentur

$$\begin{aligned}
 M_n &= \frac{M_u}{\phi} = \frac{611,752 \text{ kN.m}}{0,8} = 764,691 \text{ kN.m} \\
 R_n &= \frac{M_n}{b \times d^2} = \frac{764,91 \times 10^6 \text{ N.mm}}{1000 \text{ mm} \times 1450^2 \text{ mm}} = 0,363 \text{ N/mm}^2 \\
 \rho_b &= \frac{\beta_1 \times 0,85 \times f_c' \times \frac{600}{f_y}}{(600 + f_y)} \\
 &= \frac{0,85 \times 0,85 \times 25 \text{ Mpa} \times \frac{600}{320 \text{ Mpa}}}{(600 + 320)} \\
 &= 0,032513 \\
 \rho_{\min} &= \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{320} = 0,004375 \\
 \rho_{\max} &= 0,75 \times \rho_b \\
 &= 0,75 \times 0,032513 = 0,0243844 \\
 m &= \frac{f_y}{0,85 \times f_c'} = \frac{320}{0,85 \times 25} = 15,06 \\
 \rho &= \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right) \\
 &= \frac{1}{15,06} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15,06 \times 0,363}{320}} \right) \\
 &= 0,0011
 \end{aligned}$$

Kontrol,

$\rho_{\min} > \rho_{\text{perlu}} > \rho_{\max}$ , maka didapat  $\rho_{\min} > \rho_{\text{perlu}}$  sehingga digunakan  $\rho_{\min} = 0,004375$

$$\begin{aligned}
 A_s &= \rho \times b \times d \\
 &= 0,0044 \times 1000 \text{ mm} \times 1450 \text{ mm} \\
 &= 6343,75 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Diameter tulangan rencana menggunakan tulangan D29

$$\begin{aligned}
 s &= \frac{\frac{1}{4} \pi \times d^2 \times b}{A_s} \\
 &= \frac{\frac{1}{4} \times 3,14 \times (29 \text{ mm})^2 \times 1000 \text{ mm}}{6343,75 \text{ mm}^2} \\
 &= 104,07 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Direncanakan tulangan berjarak 100 mm

As pasang =  $\frac{\frac{1}{4}\pi x d^2 x b}{s}$   
=  $\frac{\frac{1}{4}3,14 x (29\text{ mm})^2 x 1000\text{ mm}}{100\text{ mm}}$   
= 6601,85 mm<sup>2</sup>

Maka dipakai tulangan **D29-100 mm**

b. Tulakan tekan

As =  $\rho \times b \times d$   
= 0,0044x 1000 mm x 1450 mm  
= 6343,75 mm<sup>2</sup>

Diameter tulangan rencana menggunakan tulangan D29

s =  $\frac{\frac{1}{4}\pi x d^2 x b}{As}$   
=  $\frac{\frac{1}{4}3,14 x (29\text{ mm})^2 x 1000\text{ mm}}{6343,75\text{ mm}^2}$   
= 104,07 mm

Direncanakan tulangan berjarak 100 mm

c. Tulangan Bagi

TULANGAN BAGI				
As'	=	20%	x	As
	=	20%	x	6343.75
	=	1268.75		mm <sup>2</sup>

Direncanakan tulangan lentur					D	19
As	=	0.25	x	$\pi$	x	D <sup>2</sup>
	=	0.25	x	3.14	x	361
	=	283.385		mm <sup>2</sup>		

S =  $\frac{As\text{ pas} \times b}{As\text{ perlu}}$

$$\frac{283.385 \times 1000}{1268.75}$$

$$= 223.26 \text{ mm}$$

Digunakan D19-200

d. Kontrol geser pons PileCap terhadap tiang pancang

$$\text{Jarak antara tiang bor arah } x = 1,5 \text{ m}$$

$$\text{Jarak antara tiang bor arah } y = 2,5 \text{ m}$$

$$\text{Jarak tiang bor arah tepi} = 0,75 \text{ m}$$

$$\text{Tinggi pile cap } h = 1,5 \text{ m}$$

$$\text{Jarak pusat tulangan terhadap sisi luar beton } d' = 0,004 \text{ m}$$

$$\text{Tebal efektif pilecap } d = h - d' = 1,296 \text{ m}$$

Keliling bidang geser pons

$$b_o = (2 \times a) + (2 \times (1/4 \times \pi \times r))$$

$$= 3,070 \text{ m}$$

Kuat geser pons

$$\phi \times V_c \text{ Pons} = 0,6 \times 1/3 \times \sqrt{f'c'} \times b_o \times d$$

$$= 0,6 \times 1/3 \times \sqrt{25} \times 3,07 \times 1434,62$$

$$= 13130993 \text{ N}$$

Gaya geser pons akibat beban tiang pancang

$$P1 = 1785,714 \text{ N}$$

Kontrol,

$$V_u \text{ Pons} < \phi V_c \text{ Pons}$$

$$1785 \text{ N} < 1313099 \text{ N} \quad \text{OKE}$$

e. Tulangan geser

KONTROL GESER

$f'c'$	=	25	MPa	$d'$	=	50	mm
$f_y$	=	280	MPa	$d$	=	1450	mm
$H$	=	1500	mm	$\phi$	=	0.75	
$B$	=	1000	mm	$D$	=	12	mm



$$\begin{aligned} V_u &= 3670.52 \text{ kN} \\ V_u \text{ per meter} &= \frac{3670.52}{9} \\ &= 407.8352972 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$V_{s \text{ min}} = \frac{b_w \times d}{3} = 483333.3333 \text{ N}$$

$$V_c = \frac{1}{6} \times \sqrt{f_c'} \times b \times d$$

$$= 1208333.333 \text{ N}$$

CEK KONDISI GESER				
$V_u$	<	$0.5 \times \phi \times V_c$		
407835.2972	<	453125		OK
$0.5 \times \phi \times V_c$	<	$V_u$	<	$\phi \times V_c$
453125	>	407835.2972	<	906250
				NOT OK
$\phi \times V_c$	<	$V_u$	<	$\phi (V_c + V_{smin})$
906250	>	407835.2972	<	1268750
				NOT OK
$\phi (V_c + V_{smin})$	<	$V_u$	<	$\phi (V_c + 1/3 \sqrt{f'_c} b_w d)$
1268750	>	407835.2972	<	2718750
				NOT OK
$\phi (V_c + 1/3 \sqrt{f'_c} b_w d)$	<	$V_u$	<	$\phi (V_c + 2/3 \sqrt{f'_c} b_w d)$
2718750	>	407835.2972	<	4531250
				NOT OK

### Digunakan 6kaki D12-600

Direncanakan menggunakan tulangan geser 6 kaki dengan diam 12

$$\begin{aligned}
 &= 6 \times A_s \\
 &= 6 \times 0.25 \times \pi \times \emptyset^2 \\
 &= 6 \times 0.25 \times 3.14 \times 144 \\
 &= 678.24 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 S_{min} &= \frac{3A_v \times f_y}{b_w} \\
 &= \frac{2034.72 \times 280}{1000} = 569.7
 \end{aligned}$$

#### 5.3.6.2 Penulangan Kolom

- Data Perencanaan Pile Cap :

Diameter tulangan	D	= 25	mm
Tinggi Kolom	b	= 1500	mm
Tebal Kolom	d	= 800	mm
Decking	d'	= 50	mm
Tebal Efektif	$Dx = h - d'$	= 1160	mm
Kuat tekan beton	$f_c'$	= 25	Mpa
Mutu baja tulangan $D > 12 \text{ mm}$	$f_y$	= 320	Mpa
Mutu baja tulangan $D < 12 \text{ mm}$	$f_y$	= 280	Mpa
Berat volume beton bertulang	$W_c$	= 25	kN/m <sup>3</sup>
Faktor beban berat sendiri	$KuMS$	= 1,3	
Faktor reduksi kekuatan lentur	$\phi$	= 0,8	
Faktor reduksi kekuatan geser	$\phi$	= 0,7	

Momen ultimate yang dipakai untuk perencanaan penulangan pada kolom pier adalah :

Kombinasi ( 1,3MS + 2MA + 1EQ ) :

$P_u$	= 2396,758	kN
$V_{ux}$	= 773,799	kN
$V_{uy}$	= 750.645	kN
$M_{ux}$	= 2492.88	kNm

$$M_{uy} = 2477.464 \text{ kNm}$$

- Tulangan lentur

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{2492884403 \text{ N}}{0,8} = 3116105504 \text{ kN.m}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \times d^2} = \frac{3116105504 \text{ N.mm}}{800 \text{ mm} \times 1500^2 \text{ mm}} = 1,731 \text{ N/mm}^2$$

$$\begin{aligned} \rho_b &= \frac{\beta_1 \times 0,85 \times f_c' \times 600}{f_y (600 + f_y)} \\ &= \frac{0,85 \times 0,85 \times 25 \text{ Mpa} \times 600}{320 \text{ Mpa} (600 + 32)} \\ &= 0,0368 \end{aligned}$$

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{320} = 0,00438$$

$$\begin{aligned} \rho_{\max} &= 0,75 \times \rho_b \\ &= 0,75 \times 0,0368 = 0,0276 \end{aligned}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f_c'} = \frac{320}{0,85 \times 25} = 15,058$$

$$\begin{aligned} \rho &= \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{15,06} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15,06 \times 1,731}{320}} \right) \\ &= 0,00565 \end{aligned}$$

Kontrol,

$\rho_{\min} > \rho_{\text{perlu}} > \rho_{\max}$ , maka didapat  $\rho_{\min} < \rho_{\text{perlu}}$  sehingga digunakan  $\rho_{\text{perlu}} = 0,01422$

$$\begin{aligned} A_s \text{ perlu} &= \rho \times b \times d \\ &= 0,0044 \times 800 \times 1500 \\ &= 5250 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Digunakan tulangan D32

$$\begin{aligned} \text{Jumlah tulangan} &= \frac{A_s \text{ perlu}}{A_s \text{ pasang}} \\ &= \frac{5250}{\frac{1}{4} \times 3,14 \times 25} \\ &= 21 \end{aligned}$$

Maka dipasang tulangan **21D32**.

- Tulangan Geser

$$\begin{aligned}
 V_u &= 470355,5478 \quad \text{N} & b &= 1000 \quad \text{mm} \\
 f_c' &= 25 \quad \text{MPa} & d' &= 50 \quad \text{mm} \\
 F_y &= 320 \quad \text{MPa} & d &= 750 \quad \text{mm} \\
 H &= 800 \quad \text{Mm} & \phi_v &= 0.75
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_c &= \frac{1}{6} \times \sqrt{f_c'} \times b \times d \\
 &= \frac{1}{6} \times \sqrt{25} \times 1000 \times 750 \\
 &= 637500 \text{ N} \\
 V_s &= \frac{b \times d}{3} \\
 &= \frac{1000 \times 750}{3} \\
 &= 250000 \text{ N}
 \end{aligned}$$

CEK KONDISI GESER					
$V_u$	<	$0.5 \times \phi \times V_c$			
470355.5478	>	223125			NOT OK
$0.5 \times \phi \times V_c$	<	$V_u$	<	$\phi \times V_c$	
223125	<	470355.5478	>	446250	NOT OK
$\phi \times V_c$	<	$V_u$	<	$\phi (V_c + V_{s \min})$	
446250	<	470355.5478	<	621250	OK
$\phi (V_c + V_{s \min})$	<	$V_u$	<	$\phi (V_c + V_{s \max})$	
621250	>	470355.5478	<	1321250	NOT OK
$\phi (V_c + 1/3 \sqrt{f_c'} b_w d)$	<	$V_u$	<	$\phi (V_c + 2V_s \max)$	
1321250	>	470355.5478	<	2196250	NOT OK

### 5.3.6.3 Penulangan Pier Head

#### a. Penulangan Lentur

- Data Perencanaan Pier Head :

Diameter tulangan	D	= 32	mm
Tinggi Kolom	b	= 4660	mm
Tebal Kolom	d	= 1200	mm
Decking	d'	= 40	mm
Tebal Efektif	$Dx = h - d'$	= 1160	mm
Kuat tekan beton	$f_c'$	= 25	Mpa
Mutu baja tulangan $D > 12$ mm	$f_y$	= 320	Mpa
Mutu baja tulangan $D < 12$ mm	$f_y$	= 280	Mpa
Berat volume beton bertulang	$W_c$	= 25	kN/m <sup>3</sup>
Faktor beban berat sendiri	$K_{uMS}$	= 1,3	
Faktor reduksi kekuatan lentur	$\phi$	= 0,8	
Faktor reduksi kekuatan geser	$\phi$	= 0,7	

- Momen ultimate yang dipakai untuk perencanaan penulangan pada kolom pier adalah :

Kombinasi ( 1,3MS + 2MA + 1EQ ) :

$P_u$	= 24265,41	kN
$V_{ux}$	= 300	kN
$V_{uy}$	= 65,8125	kN
$M_{ux}$	= 2980,5	kNm
$M_{uy}$	= 830,37	kNm

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{488349702 \text{ kN.m}}{0,8} = 6104937127 \text{ kN.m}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \times d^2} = \frac{6104937127 \text{ N.mm}}{1000 \text{ mm} \times 1980^2 \text{ mm}} = 1,557 \text{ N/mm}^2$$

$$\begin{aligned} \rho_b &= \frac{\beta_1 \times 0,85 \times f_c' \times \frac{600}{f_y}}{(600 + f_y)} \\ &= \frac{0,85 \times 0,85 \times 25 \text{ Mpa} \times \frac{600}{320 \text{ Mpa}}}{(600 + 320)} \\ &= 0,0368 \end{aligned}$$

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{320} = 0,0044$$

$$\begin{aligned}
 \rho_{\max} &= 0,75 \times \rho_b \\
 &= 0,75 \times 0,0044 = 0,0276 \\
 m &= \frac{f_y}{0,85 \times f_{c'}} = \frac{400}{0,85 \times 30} = 15,6863 \\
 \rho_{\text{perlu}} &= \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right) \\
 &= \frac{1}{15,6863} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15,6863 \times 1,57}{320}} \right) \\
 &= 0,00506
 \end{aligned}$$

Kontrol,

$\rho_{\min} > \rho_{\text{perlu}} > \rho_{\max}$ , maka didapat  $\rho_{\min} < \rho_{\text{perlu}}$  sehingga digunakan  $\rho_{\min} = 0,00496$

$$\begin{aligned}
 \text{As perlu} &= \rho \times b \times d \\
 &= 0,00506 \times 1000 \times 1980 \\
 &= 10016,88 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Digunakan tulangan D25

$$\begin{aligned}
 \text{Jumlah tulangan} &= \frac{\text{As perlu}}{\text{As pasang}} \\
 &= \frac{10016,88}{\frac{1}{4} \times 3,14 \times 25^2} \\
 &= 21
 \end{aligned}$$

Maka dipasang tulangan **21D25**.

a. Tulangan Tarik

$$\begin{aligned}
 \text{As perlu} &= \rho \times b \times d \\
 &= 0,00506 \times 1000 \times 1980 \\
 &= 10016,88 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Digunakan tulangan D25

$$\begin{aligned}
 \text{Jumlah tulangan} &= \frac{\text{As perlu}}{\text{As pasang}} \\
 &= \frac{10016,88}{\frac{1}{4} \times 3,14 \times 25^2} \\
 &= 21
 \end{aligned}$$

Maka dipasang tulangan **21D25**.

b. Tulangan bagi

$$\begin{aligned}
 \text{Tul bagi} &= 20\% \quad A_s \\
 &= 20\% \quad 10017 \\
 &= 2003.38 \\
 dt' &= 16 \\
 s &= \frac{1/4 \quad 3.14 \quad dt'^2 \quad b}{0} \\
 &= \frac{0.250 \quad 3.14 \quad 16^2 \quad 1000}{2003.375} \\
 &= 100.311 \text{ m} \\
 &\quad \mathbf{D 16 - 100}
 \end{aligned}$$

c. Tulangan Geser

#### KONTROL GESER

$f_c'$	=	25	MPa	$d'$	=	50	mm
$f_y$	=	280	MPa	$d$	=	1930	mm
$H$	=	1980	mm	$\phi$	=	0.7	
$B$	=	1000	mm	$D$	=	12	mm

$$V_u = 5100.84$$

$$\begin{aligned}
 V_c &= \frac{1}{6} \times \sqrt{f_c'} \times b \times d \\
 &= \frac{1}{6} \times \sqrt{25} \times 1000 \times 1930 \\
 &= 1608333.333 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_s &= \frac{b w \times d}{3} \\
 &= \frac{1000 \times 1930}{3} \\
 &= 643333.333 \text{ N}
 \end{aligned}$$

CEK KONDISI GESER				
$V_u$	<	$0.5 \times \phi \times V_c$		
5100840.832	>	562916.6667		NOT OK
$0.5 \times \phi \times V_c$	<	$V_u$	<	$\phi \times V_c$
562916.6667	<	5100840.832	>	1125833.333 NOT OK
$\phi \times V_c$	<	$V_u$	<	$\phi (V_c + V_{s \min})$
1125833.333	<	5100840.832	>	1576166.667 NOT OK
$\phi (V_c + V_{s \min})$	<	$V_u$	<	$V_c + 1/3 \sqrt{f_c'} b_v$
1576166.667	<	5100840.832	>	3377500 NOT OK
$V_c + 1/3 \sqrt{f_c'} b_w$	<	$V_u$	<	$V_c + 2/3 \sqrt{f_c'} b_v$
3377500	<	5100840.832	<	5629166.667 OK

Dari syarat kondisi geser tersebut didapat kondisi 5 memenuhi syarat tulangan geser.

Derencanakan tulangan geser 2 kaki diameter  $\emptyset 12$

$$\begin{aligned}
 A_v &= 2 \times \frac{1}{4} \times \pi \times \emptyset^2 \\
 &= 2 \times 0,25 \times 3,14 \times 12^2 \\
 &= 226,08
 \end{aligned}$$

Jarak antak sengkang

$$\begin{aligned}
 S &= \frac{A_v \times f_y \times d}{V_s} \\
 &= \frac{226,08 \times 320 \times 1930}{643333,3} \\
 &= 217,03 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Maka digunakan tulangan sengkang dengan diameter  $\emptyset 12 - 200 \text{ mm}$

#### 5.3.6.4 Perhitungan Longstop

Perhitungan Breast Wall

- Data  
Panjang,  $L = 1 \text{ m}$



Lebar,  $b = 9,4 \text{ m}$

Tinggi,  $h = 1,5 \text{ m}$

Decking,  $d' = 30 \text{ mm}$

Tebal efektif,  $d = 270 \text{ mm}$

Mutu Baja Tulangan  $D > 12 \text{ mm}$ ,  $f_y = 320 \text{ Mpa}$

Mutu baja tulangan  $D < 12 \text{ mm}$ ,  $f_y = 280 \text{ Mpa}$

Faktor reduksi kekuatan lentur,  $\phi = 0,8 \text{ Mpa}$

Faktor reduksi kekuatan geser,  $\phi = 0,7 \text{ Mpa}$

- Analisa pembebanan

Beban sendiri

$$\begin{aligned} q &= h \times L \times W_c \\ &= 1,5 \times 0,3 \times 2,5 \\ &= 1,13 \text{ ton} \end{aligned}$$

Berat rem

$$\begin{aligned} TB &= 7,5 \text{ ton} \\ q &= \frac{TB}{b} \\ &= \frac{7,5}{9,4} \\ &= 0,8 \text{ ton/m} \end{aligned}$$

Beban Gempa

- o Beban gempa akibat bangunan atas

$$\begin{aligned} E_Q &= \frac{C_{sm}}{R} \times W_t \\ &= \frac{0,8}{1} \times 248,225 \\ &= 382,61 \text{ ton} \\ q &= \frac{E_Q}{B} \\ &= \frac{382,61}{9,4} \\ &= 40,70 \text{ ton/m} \end{aligned}$$

- o Beban gempa long stopper

$$\begin{aligned} E_Q &= \frac{C_{sm}}{R} \times W_t \\ &= \frac{C_{sm}}{R} \times q \times b \\ &= \frac{0,8}{1} \times 1,13 \times 9,4 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 q &= 8,466 \text{ ton} \\
 &= \frac{E_Q}{B} \\
 &= \frac{8,466}{9,4} \\
 &= 0,9 \text{ ton/m}
 \end{aligned}$$

- Perhitungan Momen dan Gaya Long Stopper

**1. Kombinasi 1 (1,3D + 2L + 2TB + 1,2TEW + 1,25Ta)**

NO	Aksi/Beban	Fakor	Vu	Hx	Lengan	Mx
		Beban	Ton	Ton	m	Ton.m
1	Berat Sendiri	1.30	1.46		0.75	1.10
4	Beban Rem	2.00		1.60	1.50	2.39
<i>Total</i>			1.46	1.60	2.25	3.49

**2. Kombinasi 2 (1,3D + 1Eq + 1Taq)**

NO	Aksi/Beban	Fakor	Vu	Hx	Lengan	Mx
		Beban	Ton	Ton	m	Ton.m
1	Berat Sendiri	1.30	1.46		0.75	1.10
2	Beban Gempa	1.25		41.83	1.50	62.74
<i>Total</i>			1.46	41.83	2.25	63.84

- Perhitungan Penulangan Long Stopper
  - Perhitungan tulangan lentur,

$$\begin{aligned}
 m &= \frac{fy}{0,85 fc} \\
 &= \frac{320}{0,85 \cdot 25} \\
 &= 15,06
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Mn &= \frac{Mu}{\phi} \\
 &= \frac{63,84 \text{ tonm}}{0,8} \\
 &= 79,8 \text{ tonm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Rn &= \frac{Mn}{b \times d^2} \\
 &= \frac{79,8 \times 1000000}{1000 \times 270^2} \\
 &= 7,298 \text{ ton/mm}^2
 \end{aligned}$$

$$b \cdot l = 0,85 \cdot f_c' \leq 25 \text{ Mpa}$$

$$\begin{aligned}
 \rho_{\text{balance}} &= \frac{0,85 \times \beta_1 \times f_c'}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y} \\
 &= \frac{0,85 \times 0,85 \times 25}{320} \times \frac{600}{600 + 320} \\
 &= 0,037
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \rho_{\text{max}} &= 0,75 \times \rho_{\text{balance}} \\
 &= 0,75 \times 0,037 \\
 &= 0,0276
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \rho_{\text{perlu}} &= \frac{1}{m} \times \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right] \\
 &= \frac{1}{15,06} \times \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15,06 \times 7,298}{320}} \right] \\
 &= 0,022
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \rho_{\text{min}} &= \frac{1,4}{f_y} \\
 &= \frac{1,4}{320} \\
 &= 0,004
 \end{aligned}$$

Kontrol,  $\rho_{\text{min}} > \rho_{\text{perlu}} > \rho_{\text{max}}$

Dari kontrol yang didapat  $\rho_{\text{perlu}} \geq \rho_{\text{min}}$ , maka digunakan  $\rho_{\text{perlu}}$  yaitu = 0,022

Luas tulangan yang diperlukan

$$\begin{aligned}
 A_s &= \rho \times b \times d \\
 &= 0,022 \times 1000 \times 270 \\
 &= 5894,908 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Direncanakan tulangan D32

$$\begin{aligned}
 A_s &= \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \\
 &= \frac{1}{4} \times 3,14 \times 25^2 \\
 &= 490,625 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 S &= \frac{A_s \times b}{A_{s \text{ perlu}}} \\
 &= \frac{490,625 \times 1000}{5894,908}
 \end{aligned}$$

$$= 124$$

Maka untuk tulangan lentur digunakan D25 -100

- Perhitungan tulangan bagi

$$\begin{aligned} As' &= 20\% \times As \\ &= 20\% \times 5894,908 \\ &= 1179 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Direncanakan tulangan D13

$$\begin{aligned} As &= \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \\ &= \frac{1}{4} \times 3,14 \times 16^2 \\ &= 200,96 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S &= \frac{As \times b}{As \text{ perlu}} \\ &= \frac{200,96 \times 1500}{1179} \\ &= 169 \text{ mm} \end{aligned}$$

Maka untuk tulangan bagi digunakan D13-135

## BAB VI PERLETAKAN

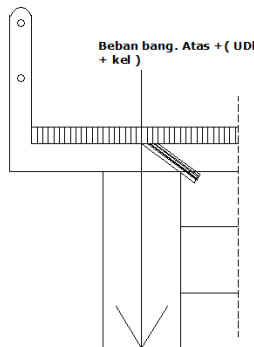
### 6.1 Preliminari Design Perletakan

Perletakan elastomer umumnya terbuat dari karet alam dan pelat baja yang diikat menjadi satu selama vulkanisasi, dan mempunyai sisi elastomer minimum sebesar 6 mm dan sisi atas serta bawah mempunyai sisi elastomer minimum sebesar 4 mm, perletakan yang direncanakan menggunakan perletakan elastomer laminasi dengan menggunakan jenis karet IHRD dengan kekerasan  $53 \pm 5$ . Mengacu pada BMS BDM 1992 pasal 7.2.1.

### 6.2 Menentukan Beban Gerakan Terburuk

- Beban tegak lurus pada tumpuan

Untuk beban tegak lurus diambil gaya paling kritis yaitu pada girder tepi pada bentang 20,6 m yang menumpu pelat kantilever dan tiang sandaran.



*Gambar 6.1 Beban tegak lurus pada perletakan*

Berikut ini analisa pembebanan :

$$\begin{aligned}
 1. \quad & \frac{1}{2} ( \text{Beban tiang sandaran } 20,6 \text{ m} ) \\
 q &= 0,25 \text{ m} \times 2,075 \text{ m} \times 25 \text{ kN/m}^3 \times 10,3 \text{ m} \\
 &= 1062,188 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

2.  $\frac{1}{2}$  ( Beban plat lantai = 2,075 m )  
 $q = 0,25 \text{ m} \times 2,075 \text{ m} \times 25 \text{ kN/m}^3 \times 10,3 \text{ m}$   
 $= 133,578 \text{ kN}$
3.  $\frac{1}{2}$ ( beban mati merata pada plat kantilever)  
 $q = 6,25 \text{ kN/m} \times 10,3 \text{ m}$   
 $= 64,375 \text{ kN}$
4.  $\frac{1}{2}$  ( Beban aspal pada plat lantai =2,075 m )  
 $q = 0,12 \text{ m} \times 2,075 \text{ m} \times 22 \text{ kN/m}^3 \times 10,3 \text{ m}$   
 $= 56,423 \text{ kN}$
5.  $\frac{1}{2}$  ( beban genangan hujan pada plat lantai = 2,075 m )  
 $q = 0,05 \text{ m} \times 2,075 \text{ m} \times 10 \text{ kN/m}^3 \times 10,3 \text{ m}$   
 $= 10,686 \text{ kN}$
6.  $\frac{1}{2}$  ( Beban hidup lalu lintas )  
 Didapat dari hasil perhitungan reaksi beban lalu lintas pada perencanaan pilar  
 $V_{\text{pilar}} = 74,50 \text{ kN}$
7. Beban akibat diafragma  
 $q = 5 \times 0,19 \text{ m}^3 \times 25 \text{ kN/m}^3$   
 $= 23,625 \text{ kN}$
8.  $\frac{1}{2}$  ( Berat sendiri girder jembatan )  
 $q = 1,12 \text{ m}^2 \times 25 \text{ kN/m}^3 \times 10,3 \text{ m}$   
 $= 288,4 \text{ kN}$

*Tabel 6.1 Rekapitulasi beban vertikal pada perletakan*

No.	Beban vertikal								Gaya (kN)
1	1/2 ( Beban tiang 20,6 m )								1062.2
2	1/2 ( Beban plat lantai (2,075 m )								133.58
3	1/2( beban mati merata pada plat kantilever)								64.375
4	1/2 ( Beban aspal pada plat lantai (2,075 m )								56.423
5	1/2 ( Beban genangan hujan pada plat lantai ( 2,075 m )								10.686
6	1/2 ( Beban hidup lalu lintas )								74.50
7	Beban akibat diafragma								23.625
8	1/2 ( Berat sendiri girder jembatan )								288.4
Total V. Elastomer'									1713.8

-Beban horizontal terhadap perletakan

## 1. Gaya rem

$$\begin{aligned} T_{\text{rem}} &= 250 \text{ kN} : 5 \\ &= 50 \text{ kN} \end{aligned}$$

## 2. Beban akibat bangunan atas

$$\begin{aligned} E_q &= 2109,909 : 5 \\ &= 421,9818 \text{ kN} \end{aligned}$$

Tabel 6.2 Rekapitulasi beban horizontal

No.	Beban vertikal								Gaya (kN)
1	Gaya Rem								50
2	Beban gempa akibat bangunan atas								421.98
Total H. Elastomer'									471.98

**Tahap perencanaan dimensi elastomer**

Penentuan dimensi elastomer sesuai dengan BMS BDM pasal 7.1.1 tabel 7.4 ( g ).

Tabel 6.3 Lampiran tabel spesifikasi elastomer

Plan Size 480 mm x 380 mm		Side Cover Thickness 10				Top and Bottom Cover Thickness 6			
Steel Plate Thickness 5									
Number of Internal Rubber Layers	Height Overall	Calc Comp Stiffness at Zero Shear	Mean Shear Stiffness	Calc Rotation Stiffness	Shear Deflection Capacity	Rated Load at Zero Rotation		Rated Load at Max Rotation	
	mm	10 <sup>3</sup> kN/m	10 <sup>3</sup> kN/m	kNm/rad	mm	at Max Shear kN	at Zero Shear kN	at Max Shear kN	at Zero Shear kN
Internal Rubber Thickness 9									
4	73	1358	2.62	5371	33.6	2484	2484	1166	1562
6	101	1005	1.91	3967	42.5	2484	2484	1192	1578
8	129	798	1.50	3145	48.2	2484	2484	1223	1518
10	157	661	1.23	2605	51.3	2484	2484	1255	1594
Internal Rubber Thickness 12									
3	68	976	2.62	3620	33.6	2133	2484	1004	1353
5	102	641	1.75	2358	44.6	2129	2484	1012	1341
7	136	477	1.31	1748	50.6	2066	2404	1036	1335
10	187	344	0.95	1260	66.0	1428	1748	1018	1331
Internal Rubber Thickness 15									
3	77	593	2.21	2113	38.7	1702	2434	857	1157
5	117	376	1.45	1329	48.9	1726	2122	869	1136
7	157	275	1.08	969	58.5	1321	1578	868	1126
9	197	217	0.86	763	72.0	1005	1256	848	1120

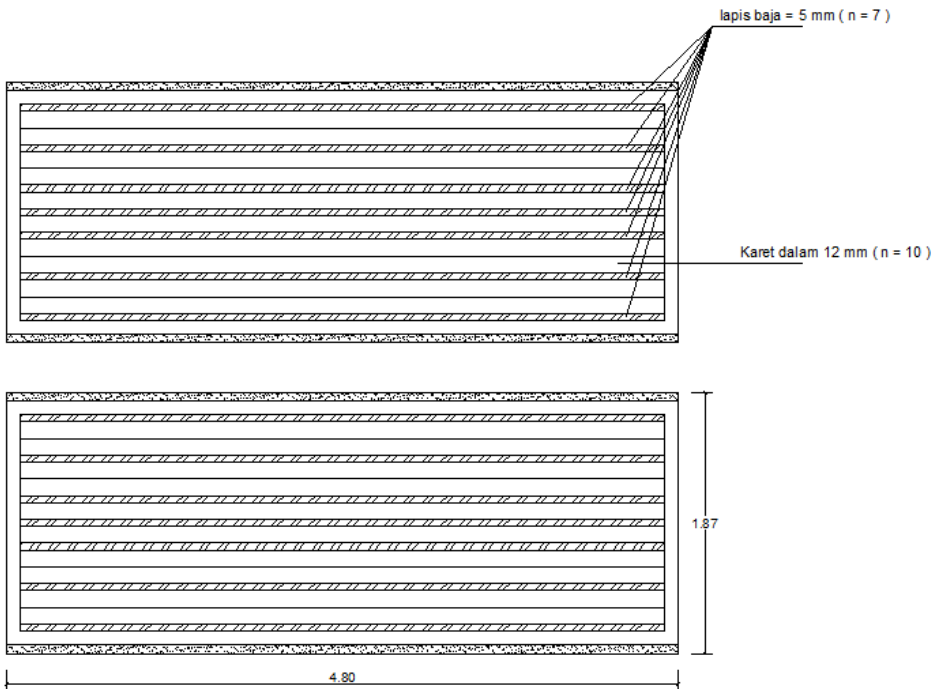
Sesuai dengan lapisan diatas perencanaan dimensi elastomer menyesuaikan dengan jenis-jenis elastomer pada peraturan BMS BDM, maka direncanakan perletakan elastomer dengan dimensi 480 x 380 x 68.

Tabel 6.4 Dimensi perletakan elastomer

Jumlah Lapis karet dalam	Tebal karet dalam	Tinggi Keseluruhan	Tebal selimut sisi	Tebal selimut atas & bawah	Tebal Pekat baja
(n)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)
3	12	68	10	6	5



Gambar 6.2 Sketsa rencana elastomer jembatan



### 6.3 Kontrol perletakan elastomer

Sesuai dengan peraturan yang ada di BMS BDM pasal 7.1.1 tabel 7.6 terdapat 9 tahap pemeriksaan pada perletakan elastomer.

#### 1. Pemeriksaan terhadap luas efektif minimum

Data pemeriksaan tahap 1 :

$\delta a$  = gerakan tangential arah dimensi memanjang ( a )

$\delta b$  = gerakan tangential arah dimensi melintang ( b )

H = Gaya horisontal pada perletakan ( kN )

A eff = Luas efektif minimum

Menghitung gerakan tangential :

$$\begin{aligned}\delta a &= \delta b \text{ ( Perletakan persegi )} = \frac{H \times t}{1000 \times A t \times G} \\ \delta a &= \delta b = \frac{471981,8 \times 68}{1000 \times 182400 \times 0,69} \\ &= 0,255\end{aligned}$$

Menghitung luas efektif minimum :

$$\begin{aligned}A_{\text{eff}} &= A t \times \left( 1 - \frac{\delta a}{a} - \frac{\delta b}{b} \right) \\ &= 182400 \times \left( 1 - \frac{0,26}{480} - \frac{0,26}{380} \right) \\ &= 182425,501\end{aligned}$$

Kontrol tahap 1 :

$$\frac{A_{\text{eff}}}{0,8 A} \geq 1,0$$

$$\begin{aligned}\frac{182425,501}{145920} &\geq 1,0 \\ 1,250175 &\geq 1,0 \quad \text{OK}\end{aligned}$$

Kontrol faktor bentuk :  $4 \leq S \leq 12$

$$\begin{aligned}S &= \frac{a \times b}{2 \times (a+b) \times t} \\ &= \frac{480 \times 380}{2 \times (480+380) \times 16} \\ &= 6,627907 \quad \text{OK}\end{aligned}$$

2. Pemeriksaan terhadap regangan total maksimum  
 $\alpha a = \alpha b =$  perputaran relatif dari permukaan atas dan bawah perletakan.

$$\alpha a = \alpha b = 0,035 \text{ radian}$$

$$\begin{aligned}\varepsilon_{\text{sr}} &= \frac{\alpha a \times a^2 + \alpha b \times b^2}{2 \times t_i \times t} \\ &= \frac{0,035 \times 480^2 + 0,035 \times 380^2}{2 \times 50 \times 68} \\ &= 1,929118\end{aligned}$$

$$\varepsilon_{\text{sc}} = \frac{6 \times S V \times 10^3}{3 \times A_{\text{eff}} \times G \times (1+2S^2)}$$

$$\begin{aligned}
 &= \frac{6 \times 11359 \times 10^3}{3 \times 182470,13 \times 0,69 \times (1 + 2 \times 6,627907^2)} \\
 &= 2,03
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \varepsilon_{sh} &= \frac{\varepsilon_{sc}}{t} \\
 &= \frac{0,51}{68} \\
 &= 0,00750035
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \varepsilon_T &= \varepsilon_{sr} + \varepsilon_{sc} + \varepsilon_{sh} \\
 &= 1,929 + 2,03 + 0,0075 \\
 &= 3,97
 \end{aligned}$$

Kontroll terhadap regangan maksimum :

$$\begin{aligned}
 \varepsilon_T &\leq \frac{2,6}{\sqrt{G}} \\
 3,97 &\leq \frac{2,6}{\sqrt{0,69}} \\
 3,97 &\leq 3,130032 \quad \text{OK}
 \end{aligned}$$

3. Pemeriksaan terhadap regangan maksimum  
Untuk nilai  $A_{eff} > 0,9A$  maka diambil data pemeriksaan sebagai berikut :

$$\begin{aligned}
 \varepsilon_{sh \text{ maks}} &= 0,7 \\
 \varepsilon_{sh} &= 0,00750035
 \end{aligned}$$

Kontrol :

$$\begin{aligned}
 \frac{\varepsilon_{sh \text{ maks}}}{\varepsilon_{sh}} &> 1,0 \\
 \frac{0,7}{0,00750035} &> 1,0 \\
 93,32902 &> 1,0
 \end{aligned}$$

4. Pemeriksaan terhadap batas leleh

Data perhitungan :

$$\begin{aligned}
 V &= 1713,77528 \\
 V.LL &= 74,50
 \end{aligned}$$

Kontrol :

$$\frac{1,4 \times V}{\varepsilon_{sc} \times V_{LL}} \times \sqrt{\frac{0,69}{G}} \geq 1,0$$

$$\frac{1,4 \times 1713,77528}{2,03 \times 74,50} \times \sqrt{\frac{0,69}{0,69}} \geq 1,0$$

$$15,86004 \geq 1,0 \quad \text{OK}$$

5. Pemeriksaan terhadap tegangan maksimum rata-rata

Kontrol :

$$\frac{15 \times At}{V} \geq 1,0$$

$$\frac{15 \times 182400}{1713,77528} \geq 1,0$$

$$1,596475 \geq 1,0$$

6. Pemeriksaan terhadap perputaran maksimum

$$EH = A \times G \times 1 - \frac{1}{\frac{a}{b} + \frac{b}{a}}$$

$$= 125856 \times 0,69 \times 1 - \frac{1}{1,26 + 0,8}$$

$$= 125855,5133$$

$$C = 4 + \frac{a}{b} \times 6 \times \frac{3,3a}{b}$$

$$= 4 + \frac{480}{380} \times 6 \times \frac{3,3 \times 480}{380}$$

$$= 35,59224$$

$$E = EH + \frac{C \times G \times S^2}{1 + \frac{C \times G \times S^2}{0,75 \times B}}$$

$$= 125855,5133 + \frac{35,59224 \times 0,69 \times 43,9}{1 + \frac{35,59224 \times 0,69 \times 43,9}{0,75 \times 380}}$$

$$= 125855,5133 + 225,4$$

$$= 126081$$

$$Dc = te \times \frac{V \times 10^3}{E \times A}$$

$$= 155 \times \frac{1713,77528 \times 10^3}{126081 \times 182400}$$

$$= 0,003726$$

Kontrol :

$$\frac{\alpha a \times a + \alpha b \times b}{\frac{4 \times dc}{16,8 + 13,3}} \geq 1,0$$

$$\frac{4 \times 0,004}{909,1641} \geq 1,0 \quad \text{OK}$$

7. Pemeriksaan terhadap stabilitas tekan

Kontrol :

$$\frac{2 \times b \times G \times S \times A_{\text{eff}}}{\frac{1000 \times V}{2 \times 380 \times 0,69 \times 6,6 \times 182425,5}} \geq 1,0$$

$$\frac{1000 \times 1713,77528}{369,9736} \geq 1,0 \quad \text{OK}$$

8. Pemeriksaan baja minimum

$$T_s = 5 \text{ mm}$$

$$\frac{ts}{3} \geq 1,0$$

$$\frac{ts}{3} \geq 1,0$$

$$1,667 \geq 1,0 \quad \text{OK}$$

$$\frac{ts \times A \times f_{sy}}{3000 \times V \times t_i} \geq 1,0$$

$$\frac{15 \times 182400 \times 950}{3000 \times 1713,77528 \times 155} \geq 1,0$$

$$3,37 \geq 1,0 \quad \text{OK}$$

9. Pemeriksaan tahanan geser terhadap getaran

Kontrol :

$$\frac{0,1 \times V + \left( \frac{3000 \times A_{\text{eff}}}{H} \right)}{171377,5275 + 547410384,7} \geq 1,0$$

$$\frac{471981,8}{1159,892} \geq 1,0 \quad \text{OK}$$

Dari hasil 9 pemeriksaan diatas terhadap dimensi elastomer yang direncanakan, maka elastomer dengan dimensi 480 x 380 dapat digunakan sebagai perletakan jembatan.

## **BAB VII PENUTUP**

### **7.1 Kesimpulan**

Sesuai dengan analisa data dan kondisi eksisting jembatan Kali Anyar Desa bantur Kabupaten Malang KM 24 + 650 Balekambang Jawa timur, maka pada perencanaan Ulang jembatan Kali Anyar didapatkan beberapa kesimpulan, meliputi :

1. Bentang jembatan Kali Anyar dengan eksisting sebesar 40.6 m menggunakan beton presstressed, direncanakan kembali menggunakan beton konvensional dengan membagi bentang jembatan menjadi 14 m dari titik Abt 2 , kemudian menggeser abutment 1 eksisting keluar sejauh 9.2 m , dan penambahan 2 pilar dengan jarak 14 dari titik Abt 2 dan 14 meter dari titik pergeseran abutment eksistingnya.
2. Pengamanan pada sisi pinggir jembatan menggunakan tiang sandaran beton dengan dimensi ( 20 x 20 ) cm dengan tinggi 1,2 m. Dan menggunakan pipa sandaran dengan diameter 7 inch.
3. Pada plat lantai jembatan didesain dengan tebal 250 mm dengan mutu  $f_c' 25$  Mpa dengan tulangan utama D16-160 dan tulangan bagi D13-200. Pelat kantilever pada sisi tepi jembatan memiliki tebal sama seperti tebal daro plat lantai yaitu 250 mm, dan dipasang tulangan lentur D16-160 dan tulangan bagi D10-340. Pada perencanaan tebal aspal menggunakan tebal 70 mm dengan tebal lapis *overlay* 50 mm.
4. Pada girder jembatan Kali Anyar eksisting menggunakan beton precast kemudian direncanakan ulang menggunakan beton konvensional. Pada bentang 20,6 m dimensi girder 1600 x 700 dengan jarak antar girder 1750 mm, untuk

jumlah girder sebanyak 5 buah, dengan tulangan lentur D32 dan tulangan geser D12. Pada bentang 20,6 m dipasang diafragma dengan jumlah 5 buah disetiap balok girder dan jarak antar diafragma sebesar 5 m, dimensi diafragma 300 x 600, dengan tulangan lentur 4 D 16 dan tulangan geser D 12 -400. Untuk bentang 14 m dimensi girder 1100 x 500 dengan jarak antar girder 1750 mm, untuk jumlah girder sebanyak 5 buah, dengan tulangan lentur D32 dan tulangan geser D12. Pada bentang 14 m dipasang diafragma dengan jumlah 5 buah disetiap balok girder dan jarak antar diafragma sebesar 3,35 m, dimensi diafragma 200 x 400, dengan tulangan lentur 2 D 16 dan tulangan geser D 12 -400.

5. Sistem drainase untuk mengalirkan genangan air hujan pada jembatan Kali anyar menggunakan pipa Ø4" yang dipasang dibawah plat kantilever jembatan.
6. Abutment ( A1 ) pada jembatan kali anyar ini memiliki tinggi total keseluruhan 2,80 m dengan lebar 9,4 meter. Sedangkan untuk abutment ( A2 ) pada jembatan kali anyar ini memiliki tinggi total keseluruhan 4,95 m dengan lebar 9,4 meter. Banguna abutment ini terdiri dari beberapa bagian yaitu : pilecap, longstopper.
7. Penulangan pada abutment ( A1 ) untuk pilecap dipasang tulangan lentur D32 – 130, tulangan tekan D29 -130, tulangan bagi D16 – 200 dan sengkang 6 kaki Ø 12 – 400. Breast wall ( dinding abutment ) dipasang tulangan lentur D32 -150, tulangan bagi D16 - 200, dan tulangan sengkang 2 kaki Ø 12 – 150. Penulangan longitudinal stopper dipasang tulangan lentur D29 - 125, tulangan bagi D13 – 150. Penulangan korbel dipasang tulangan lentur D19 - 250, tulangan bagi D13 - 250, tulangan 1 kaki Ø 12 – 100.
8. Penulangan pada abutment ( A2 ) untuk pilecap dipasang tulangan lentur D32 – 130, tulangan tekan D29 -130,



- tulangan bagi D16 – 210 dan sengkang 6 kaki Ø 12 – 420. Breast wall ( dinding abutment ) dipasang tulangan lentur D32 -150, tulangan bagi D16 - 150, dan tulangan sengkang 4 kaki Ø 12 – 300. Penulangan longitudinal stopper dipasang tulangan lentur D29 - 125, tulangan bagi D13 – 150. Penulangan korbel dipasang tulangan lentur D19 - 250, tulangan bagi D13 - 250, tulangan 1 kaki Ø 12 – 100.
9. Abutment ( A 1 ) dan ( abutment ( A2 ) menggunakan bangunan pelengkap wing wall dengan tulangan utama D19 – 200, tunlangan bagi D 13 – 200. Dengan lebar wing wall 2,25, untulk menahan tanah longsoran dibelakang abutment dan pelat injak tebal 250 mm dengan panjang 4 m dipasang tulangan utama
  10. Pilar ( P1 ) dan pilar 2 ( P2 ) pada jembatan kali anyar ini memiliki tinggi total keseluruhan 6,65 m dengan lebar 9,4 meter dan jumlah pilar 2. Bangunan pilar ini terdiri dari beberapa bagian yaitu : pilecap, longstopper, kolom, pier head .
  11. Penulangan pilar meliputi Poer ( Pile Cap ) dengan tulangan utama D29 – 100, tulangan bagi D19 -200, dan sengkang 6 kaki Ø12 – 600. Penulangan kolom pilar dipasang tulangan lentur 11 D 25, dan tulangan sengkang Ø12 - 400 . Penulangan pier head dipasang tulangan lentur D22 – 100, tulangan bagi D 16 - 100 dan tulangan geser 6 kaki Ø12 – 200. Untuk penulangan long stopper dipasang tulangan utama D25 – 100 dan tulangan bagi D13 – 125 dan untuk penulangan konsol dipasang tulangan utama D25 -125, tulangan bagi D13 – 150 dan tulangan geser 6 kaki Ø12 – 400.
  12. Pondasi pada abutmen menggunakan pondasi tiang pancang Ø40 cm untuk Abutment 1 ( A1 ) dan , Ø50 cm untuk abutment 2 ( A2 ). Merupakan modifikasi dari kondisi eksisting yang menggunakan sumuran dengan kedalaman 6 m. Tiang pancang abutmen didesain 2 baris

dengan total 10 ( untuk A1 ) dan 12 ( untuk A2 ), tiang pancang. Menggunakan adhi karya (pancang precast) tebal 0,75 m ( untuk pancang di A1 ) dan 0,8 m ( untuk pancang di A1 ) dengan kedalaman 14 m pada A1 dan 10 m pada A2, dengan kelas A2 dan mutu beton 600 Mpa. Jarak normal arah y tiang pancang pada A1 adalah 1,75 m, dan jarak pancang arah x adalah 1,2 m, sedangkan jarak normal arah y tiang pancang pada A2 adalah 1,58 m, dan jarak pancang arah x adalah 1,25 m.

13. Pondasi pada pilar menggunakan pondasi tiang pancang Ø50 cm. menggunakan konfigurasi tiang pancang 3 baris dengan total jumlah tiang pancang adalah 12 buah. Kedalaman tiang pancang adalah 24 m dan menggunakan tiang pancang adhi karya pile (pancang precast) dengan tebal 0,80 m. Tiang pancang kelas A2 dengan mutu 600 MPa. Konfigurasi tiang pancang dengan jarak antar tiang pancang (arah y) adalah 2,5 m dan jarak x adalah 3 m

Untuk perletakan menggunakan elastomer laminasi bearing pad dengan HIHRD 53 dan modulus geser 0,69 Mpa. Dimensi elastomer 480 x 380 x 68 mm dengan jumlah lapis karet dalam 10 buah dengan tebal masing-masing karet dalam 12 mm, tebal selimut sisi atas dan bawah 6 mm, dan tebal pelat baja 5 mm

## DAFTAR PUSTAKA

- Badan Litbang PU Departemen Pekerjaan Umum, 2005, *RSNI T – 02 – 2005 (Standar Pembebanan Untuk Jembatan)*
- Badan Standarisasi Nasional (BSN), 2004, *RSNI T – 12- 2004 (Perencanaan Struktur Beton Untuk Jembatan)*
- Badan Standarisasi Nasional (BSN), 2013, *SNI 03 – 2833 – 2013 (Perencanaan Jembatan Terhadap Beban Gempa)*
- Badan Standarisasi Nasional (BSN), 2015, *Pedoman Perencanaan Bantalan Elastomer Untuk Perletakan Jembatan*
- Ir. Suyono Sosrodarsono, 2000. *Mekanika Tanah & Teknik Pondasi*

## BIODATA PENULIS



Penulis bernama Nur Qurrota A'yun. Penulis lahir di Kota Bojonegoro pada tanggal 14 September 1995. Penulis merupakan anak sulung dari tiga bersaudara dari pasangan Abdul Karim dan Siti Nur khotimah. Penulis menjalankan pendidikan dasar di MtsN Islamiyah, Sarangan Kanor Bojonegoro, MTsN model Babat dan MAN Model Bojonegoro Surabaya. Penulis telah terdaftar sebagai mahasiswa pada Institut Teknologi Sepuluh Nopember pada tahun 2014. Penulis mengambil jurusan Teknik Infrastruktur Sipil Fakultas Vokasi dengan NRP 3114030144. Pada jurusan tersebut penulis mengambil bidang Bangunan Transportasi dengan mengambil fokus pada tugas akhir perencanaan ulang struktur jembatan. Penulis aktif dalam organisasi HMDS yaitu departemen yang bergerak dibagian social. Selain itu penulis juga aktif dalam berbagai kepanitiaan seperti event terbesar jurusan yaitu D'village. Selain kegiatan akademik dan organisasi penulis juga aktif dalam acara keagamaan kampus. Penulis sangat mahir dalam mengaji.

## BIODATA PENULIS



Penulis bernama Rr. Atit Salma. Penulis lahir di Kota Surabaya pada tanggal 07 Desember 1996. Penulis bertempat tinggal di Darmo Indah Timur V/M-41. Penulis merupakan anak terakhir dari 2 bersaudara. Semasa balita, penulis berhasil menamatkan pendidikan di TK Delima. Beranjak ke masa anak-anak penulis melanjutkan pendidikan dasar di SDN Tandes Kidul 1/110 Surabaya.

Selanjutnya penulis melanjutkan pendidikan menengah di SMPN 2 Surabaya dan dilanjutkan pada SMAN 8 Surabaya. Penulis telah terdaftar sebagai mahasiswa pada Institut Teknologi Sepuluh Nopember pada tahun 2014. Penulis mengambil jurusan Teknik Infrastruktur Sipil Fakultas Vokasi dengan NRP 3114030159. Pada jurusan tersebut penulis mengambil bidang Bangunan Transportasi dengan mengambil fokus pada tugas akhir perencanaan ulang struktur jembatan. Penulis aktif dalam organisasi HMDS selama 2 periode berturut-turut sebagai staff pada departemen Big Event, pada tahun pertama keikutsertaan penulis dalam HMDS penulis hanya sebagai staff ahli namun di tahun kedua penulis berhasil memegang jabatan Kepala Divisi Eksternal yang bertugas untuk menjaga citra jurusan dengan para mitra kerja yang turut serta dalam acara tahunan yaitu Dvillage.

**GAMBAR PERENCANAAN TUGAS AKHIR TERAPAN  
PERENCANAAN ULANG JEMBATAN KALI ANYAR DESA BANTUR KABUPATEN MALANG KILOMETER 24+650  
BALEKAMBANG JAWA TIMUR DENGAN MENGGUNAKAN BALOK BETON KONVENSIONAL**

**NUR QURROTA A'YUN  
NRP.3114 030 144**

**RR. ATIT SALMA  
NRP. 3114 030 159**

**Dosen Pembimbing 1  
Ir. CHOMAEDHI, CES,Geo  
NIP. 195503191984031001**

**Dosen Pembimbing 2  
Ir. IBNU PUDJI RAHARDJO, Ms  
NIP. 196001051986031003**

**PROGRAM STUDI DIPLOMA TEKNIK SIPIL  
FAKULTAS VOKASI  
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER  
SURABAYA 2017**

# DAFTAR GAMBAR

NO	JUDUL
1.	DENAH EXISTING
2.	DENAH RENCANA
3.	POTONGAN EXISTING MEMANJANG
4.	POTONGAN RENCANA MEMANJANG
5.	POTONGAN EXISTING MELINTANG
6.	RENCANA POTONGAN MELINTANG A-A'
7.	RENCANA POTONGAN MELINTANG B-B'
8.	RENCANA PENULANGAN PLAT LANTAI A-A'
9.	RENCANA PENULANGAN PLAT LANTAI B-B'
10.	DETAIL PENULANGAN PLAT KANTILEVER
11.	DETAIL PENULANGAN TIANG SANDARAN
12.	DETAIL PENULANGAN KERB
13.	DETAIL PENULANGAN PLAT LANTAI
14.	DENAH PENULANGAN PLAT LANTAI 14 METER
15.	DENAH PENULANGAN PLAT LANTAI 20,6 METER
16.	DENAH GIRDER DAN DIAFRAGMA 14 METER
17.	DENAH GIRDER DAN DIAFRAGMA 20,6 METER
18.	TAMPAK MELINTANG GIRDER 14 METER
19.	TAMPAK ATAS GIRDER TENGAH L=14 METER
20.	TAMPAK ATAS GIRDER TEPI 14 METER
21.	TAMPAK MELINTANG GIRDER 20,6 METER
22.	TAMPAK ATAS GIRDER TENGAH L=20,6 METER
23.	TAMPAK ATAS GIRDER TEPI 20,6 METER
24.	DETAIL PENULANGAN GIRDER TEPI L=20,6 METER
25.	POTONGAN GIRDER L=20,6 METER

HALAMAN

01

02

03

04

05

06

06

07

07

08

08

08

08

09

09

10

10

11

11

11

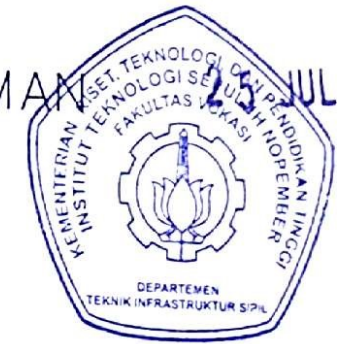
12

12

12

13

13

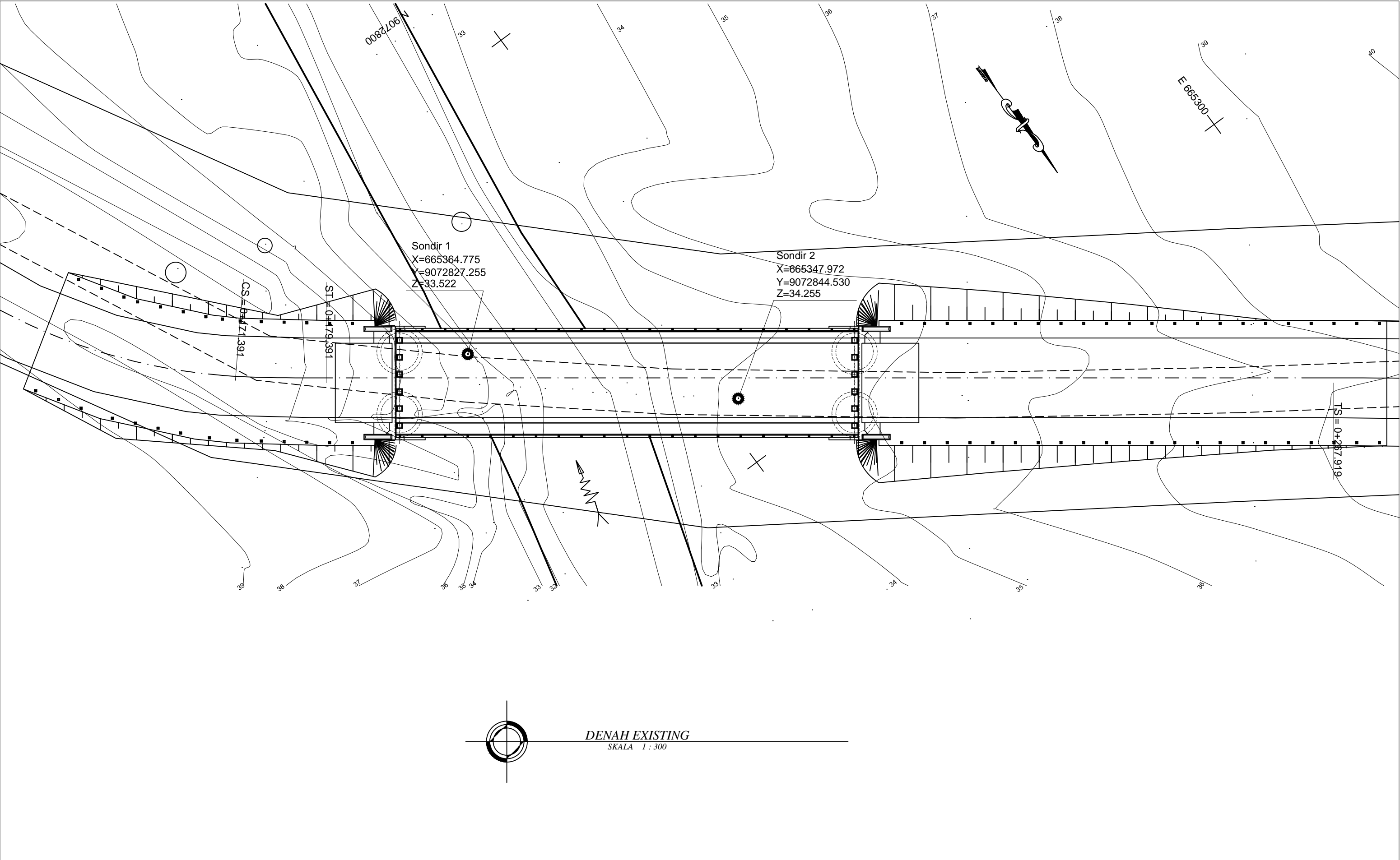





26. DETAIL PENULANGAN GIRDER TENGAH L=20,6 METER	14
27. POTONGAN GIRDER L=20,6 METER	14
28. DETAIL PENULANGAN GIRDER TEPI L=14 METER	15
29. POTONGAN GIRDER L=14 METER	15
30. DETAIL PENULANGAN GIRDER TENGAH L=14 METER	16
31. POTONGAN GIRDER L=14 METER	16
32. DENAH PENULANGAN DIAFRAGMA L=20,6 METER	17
33. DENAH PENULANGAN DIAFRAGMA L=14 METER	18
34. BAGIAN STRUKTUR DAN ELEVASI ABUTMEN 1	19
35. BAGIAN STRUKTUR DAN ELEVASI ABUTMEN 2	20
36. TAMPAK ABUTMEN 1	21
37. POTONGAN 1 DAN 2	21
38. TAMPAK ABUTMEN 2	22
39. POTONGAN 1 DAN 2	22
40. PENULANGAN ABUTMEN 1	23
41. PENULANGAN ABUTMEN 2	24
42. DETAIL PENULANGAN WING WALL PADA ABUTMEN 1	25
43. DETAIL PENULANGAN PLAT INJAK	25
44. DETAIL PENULANGAN WING WALL PADA ABUTMEN 2	26
45. DETAIL PENULANGAN PILE CAP A1	27
46. DETAIL PENULANGAN TIANG PANCANG A1	27
47. DETAIL PENULANGAN PILE CAP A2	28
48. DETAIL PENULANGAN TIANG PANCANG A2	28
49. DENAH TIANG PANCANG ABUTMEN 1 L=20,6 METER	29
50. DENAH TIANG PANCANG ABUTMEN 2 L=14 METER	29
51. TAMPAK ATAS ABUTMEN 1	30
52. TAMPAK ATAS ABUTMEN 2	30
53. STRUKTUR DAN ELEVASI PILAR	31

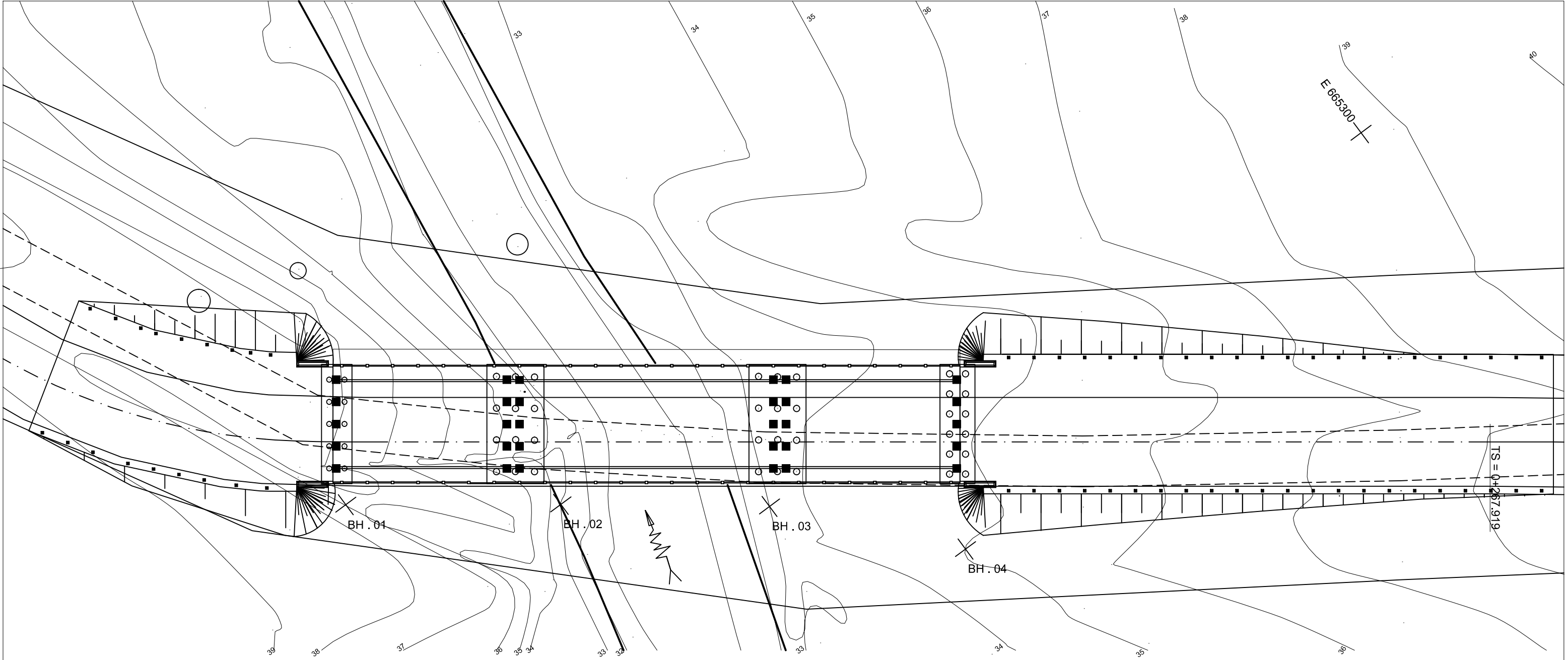


54. DIMENSI PILAR	32
55. POTONGAN 1 DAN 2	32
56. DETAIL PENULANGAN PILAR	33
57. DETAIL PENULANGAN KOLOM PILAR	33
58. DETAIL PENULANGAN PILE CAP PILAR	34
59. DETAIL PENULANGAN TIANG PANCANG	34
60. DENAH TIANG PANCANG PILAR	35
61. TAMPAK ATAS PILAR	36
62. DETAIL ELASTOMER	37




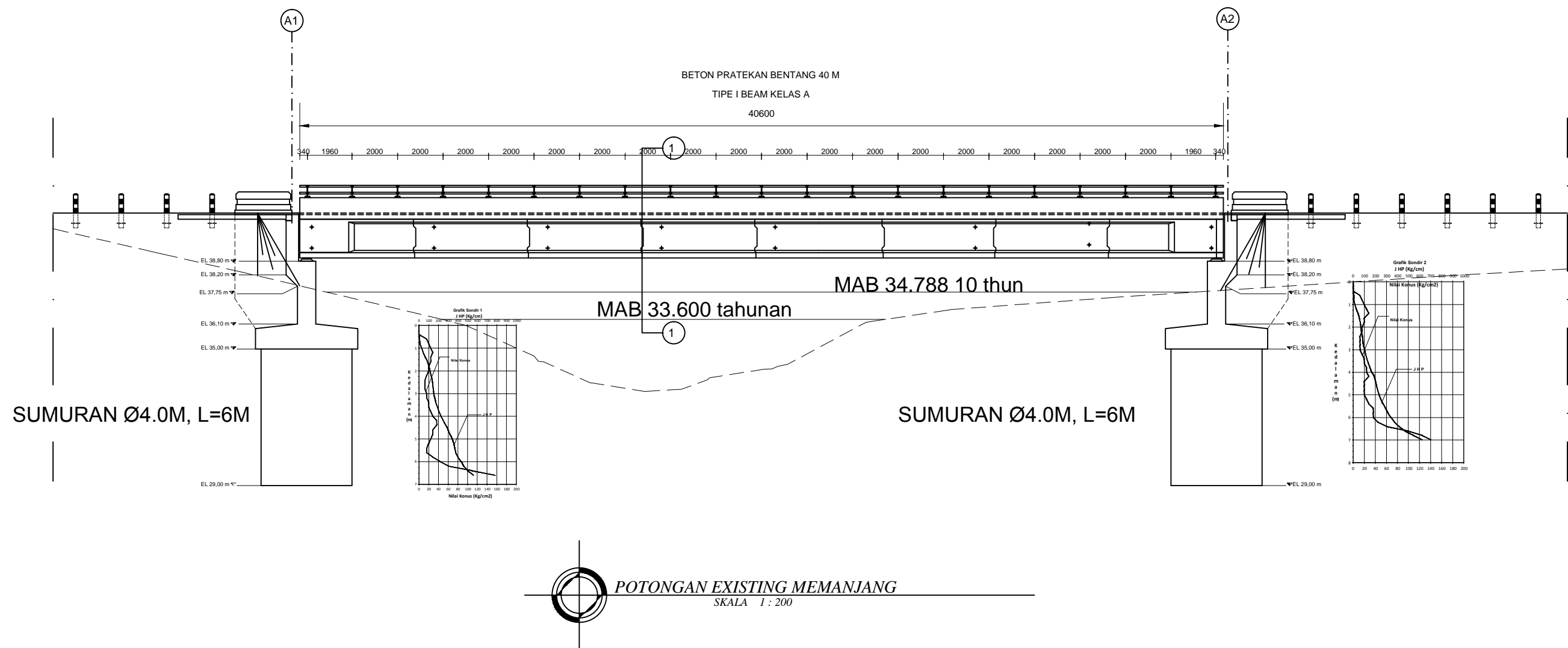
**DENAH EXISTING**  
SKALA 1 : 300

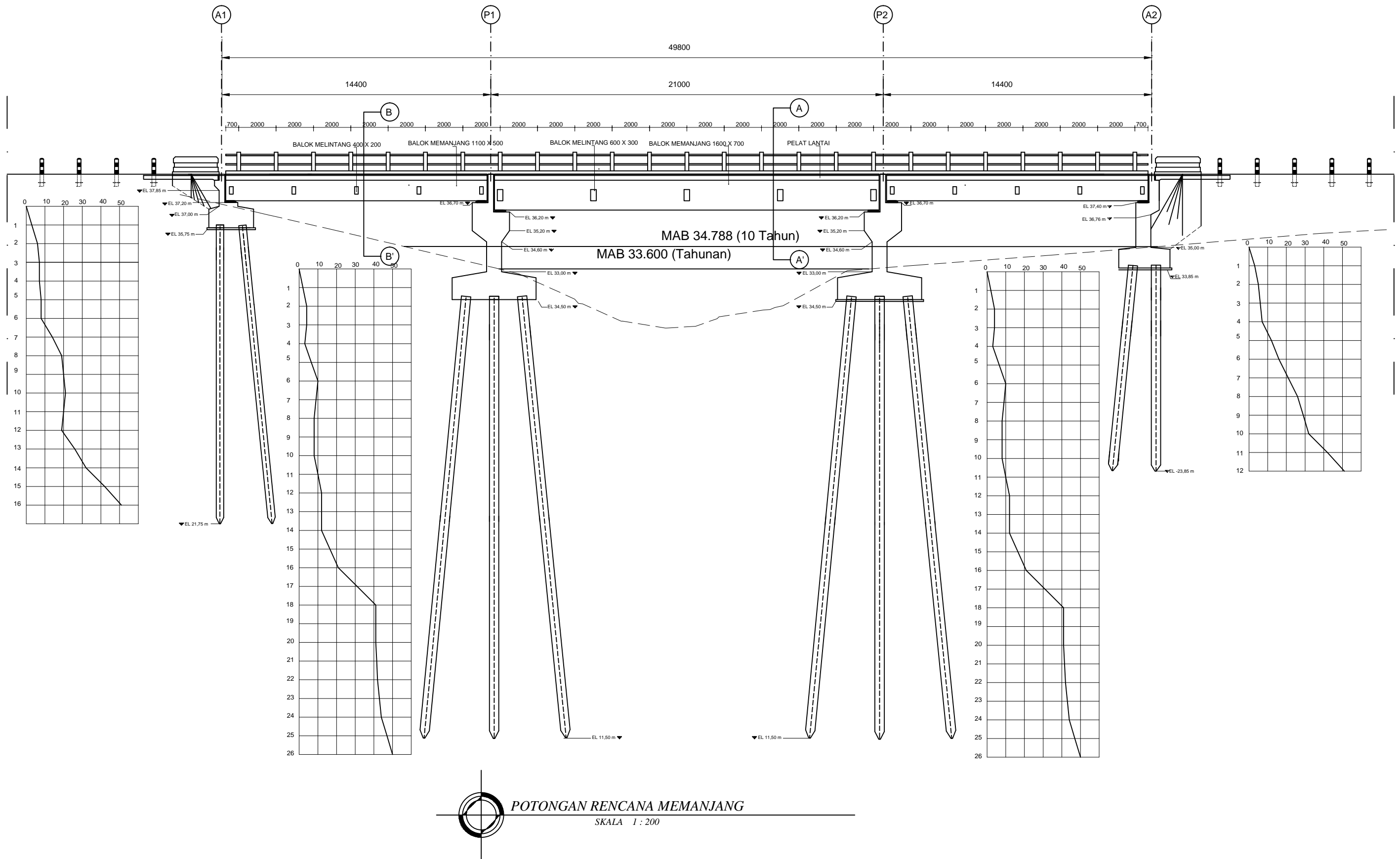
 ITS Institut Teknologi Sepuluh Nopember	JUDUL TUGAS AKHIR	NAMA GAMBAR	SKALA	MAHASISWA I	MAHASISWA II	Menyetujui Dosen I	Menyetujui Dosen II	No	Ket
	PERENCANAAN ULANG JEMBATAN KALI ANYAR DESA BANTUR KABUPATEN MALANG KILOMETER 24 + 650 BALEKAMBANG JAWA TIMUR DENGAN MENGGUNAKAN BETON KONVENSIONAL	Denah Existing	1 : 300	Nur Qurrota A'yun NRP. 3114030144	Rr. Atit Salma NRP. 3114030159	Ir. Chomaedhi, CES, Geo NIP.195503191984031001	Ir. Ibnu Pudji Rahardjo, Ms. NIP.196001051986031003	01	



**DENAH RENCANA**  
SKALA 1 : 300

 <b>ITS</b> Institut Teknologi Sepuluh Nopember	JUDUL TUGAS AKHIR	NAMA GAMBAR	SKALA	MAHASISWA I	MAHASISWA II	Menyetujui Dosen I	Menyetujui Dosen II	No	Ket
	PERENCANAAN ULANG JEMBATAN KALI ANYAR DESA BANTUR KABUPATEN MALANG KILOMETER 24 + 650 BALEKAMBANG JAWA TIMUR DENGAN MENGGUNAKAN BETON KONVENSIONAL	Denah Rencana	1 : 300	Nur Qurrota A'yun NRP. 3114030144	Rr. Atit Salma NRP. 3114030159	Ir. Chomaedhi, CES, Geo NIP.195503191984031001	Ir. Ibnu Pudji Rahardjo, Ms. NIP.196001051986031003	02	





**JUDUL TUGAS AKHIR**

**PERENCANAAN ULANG JEMBATAN KALI  
ANYAR DESA BANTUR KABUPATEN MALANG  
KILOMETER 24 + 650 BALEKAMBANG JAWA  
TIMUR DENGAN MENGGUNAKAN BETON  
KONVENSIONAL**

**NAMA GAMBAR**

Potongan Rencana Memanjang

**SKALA**

1 : 200

**MAHASISWA I**

Nur Qurrota A'yun  
NRP. 3114030144

**MAHASISWA II**

Rr. Atit Salma  
NRP. 3114030159

**Menyetujui Dosen I**

Ir. Chomaedhi, CES, Geo  
NIP.195503191984031001

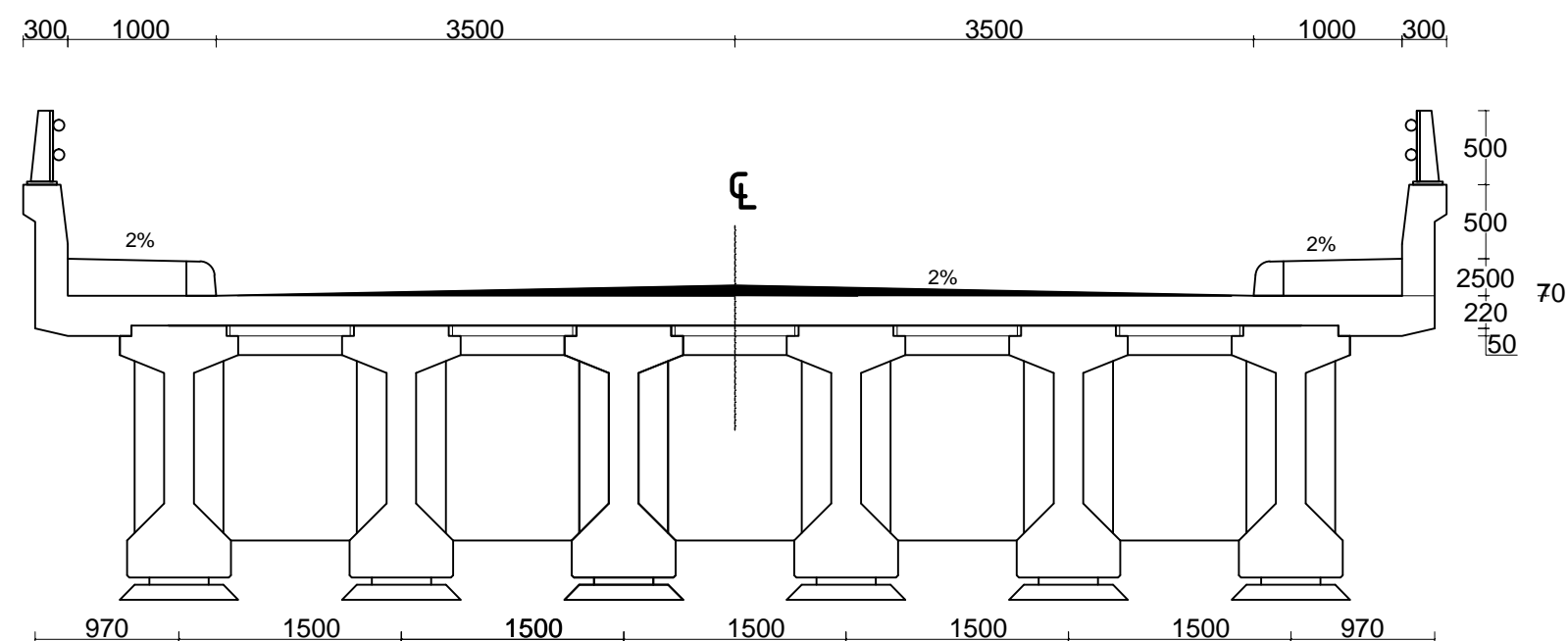
**Menyetujui Dosen II**

Ir. Ibnu Pudji Rahardjo, Ms.  
NIP.196001051986031003

**No**

04

**Ket**



 **EXISTING POTONGAN MELINTANG 1 - 1**  
SKALA 1 : 50

**JUDUL TUGAS AKHIR**

**PERENCANAAN ULANG JEMBATAN KALI  
ANYAR DESA BANTUR KABUPATEN MALANG  
KILOMETER 24 + 650 BALEKAMBANG JAWA  
TIMUR DENGAN MENGGUNAKAN BETON  
KONVENSIONAL**

**NAMA GAMBAR**

Existing Potongan Melintang

**SKALA**

1 : 50

**MAHASISWA I**

Nur Qurrota A'yun  
NRP. 3114030144

**MAHASISWA II**

Rr. Atit Salma  
NRP. 3114030159

**Menyetujui Dosen I**

Ir. Chomaedhi, CES, Geo  
NIP.195503191984031001

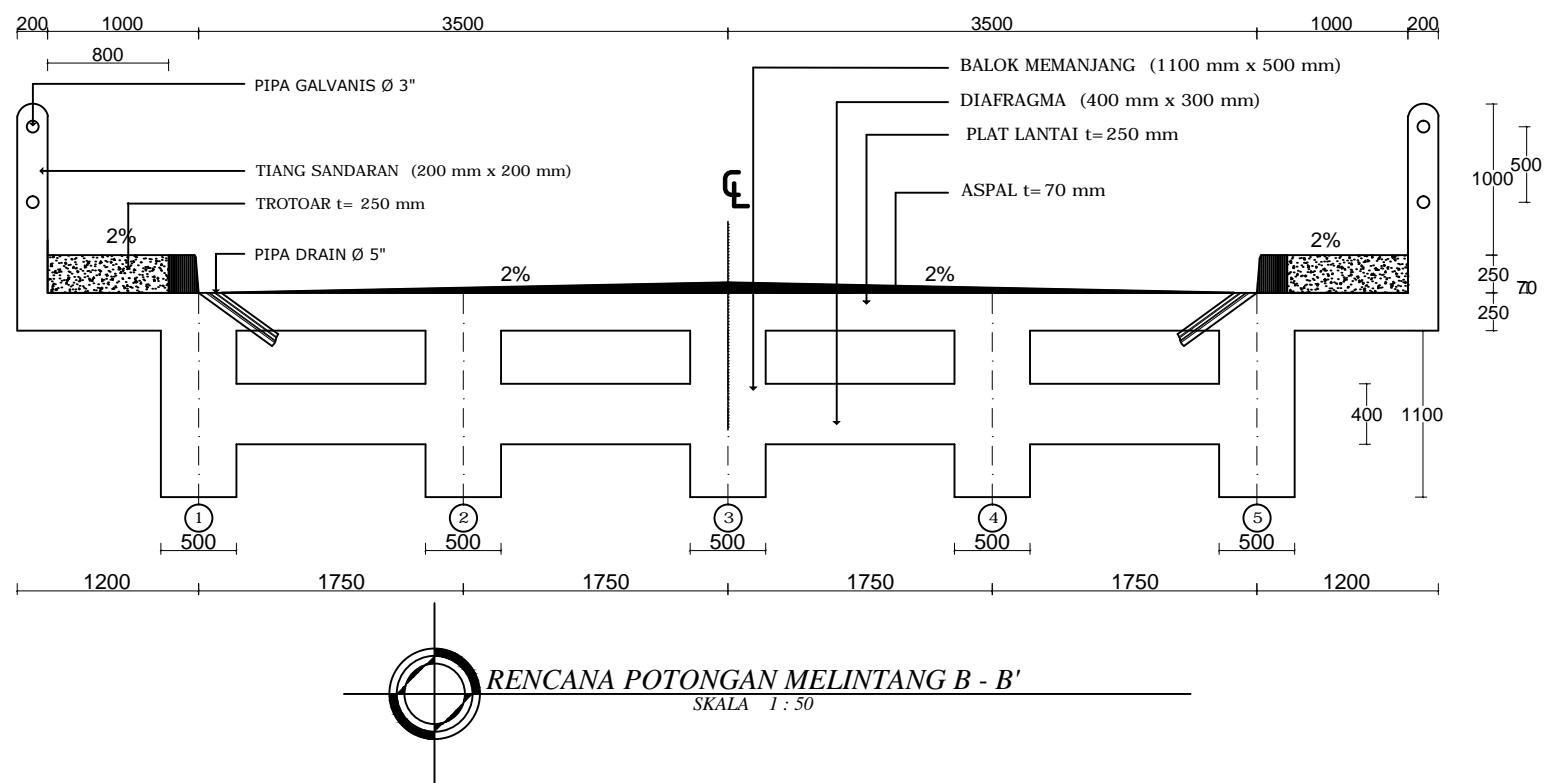
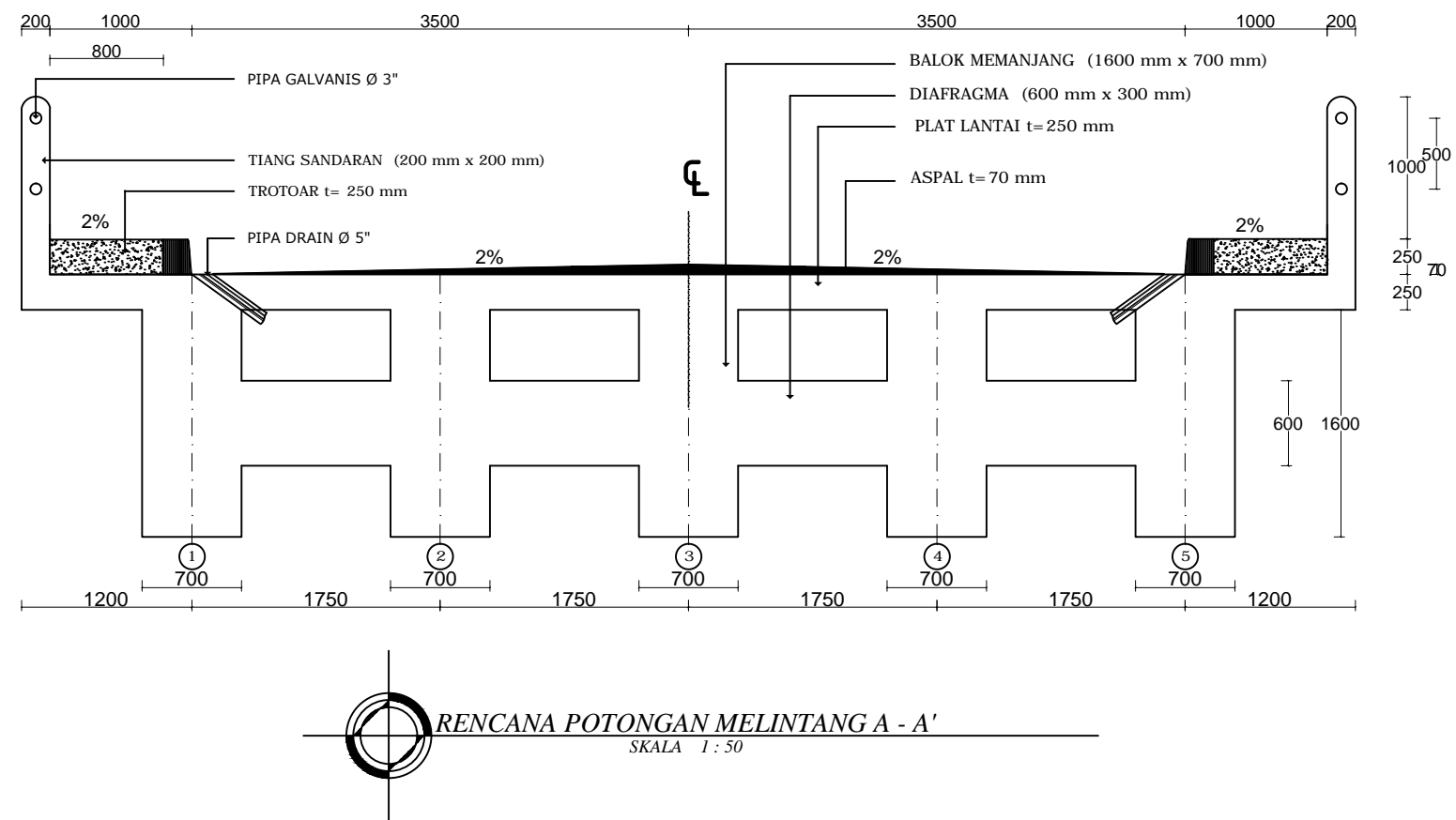
**Menyetujui Dosen II**

Ir. Ibnu Pudji Rahardjo, Ms.  
NIP.196001051986031003

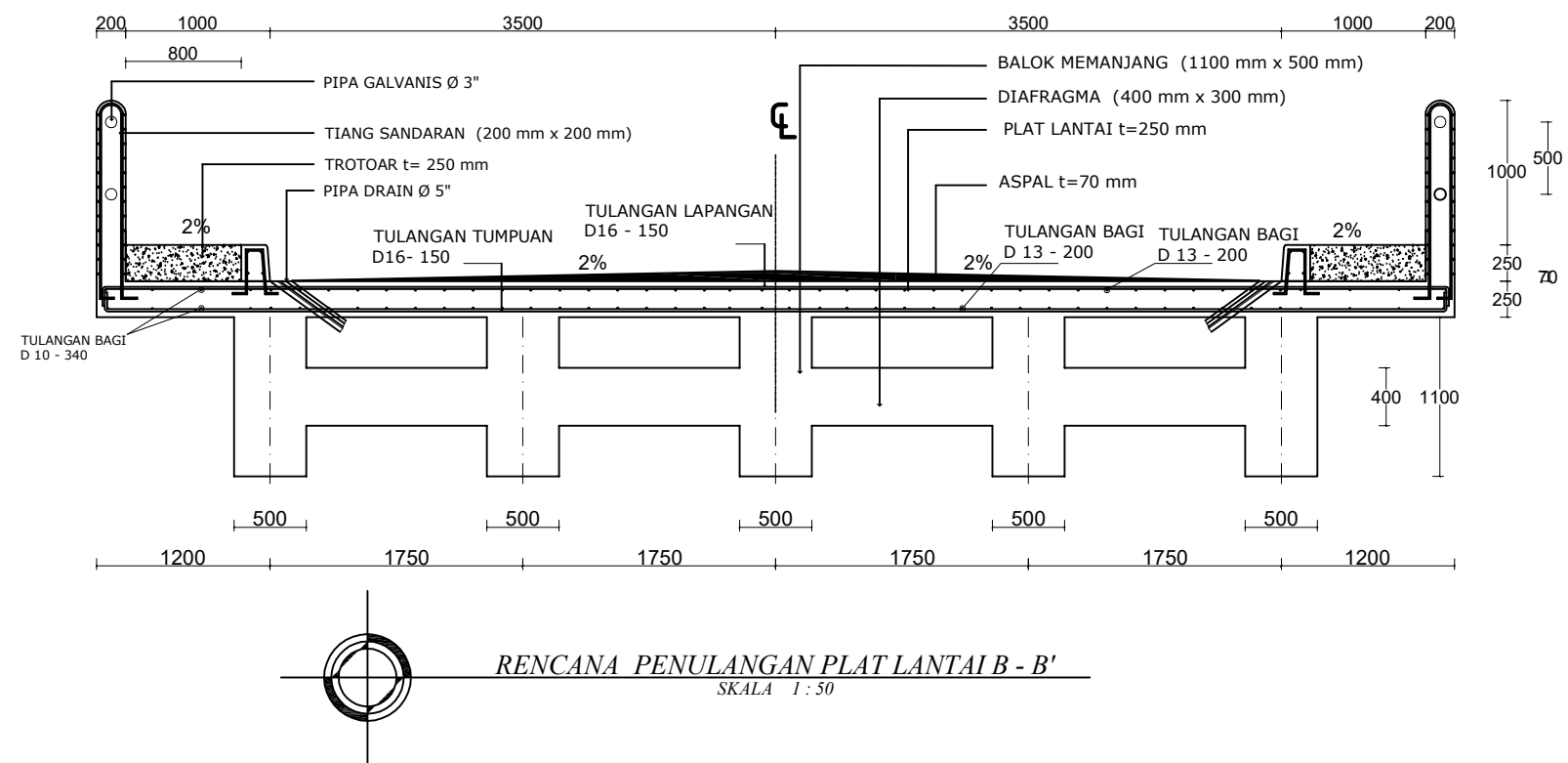
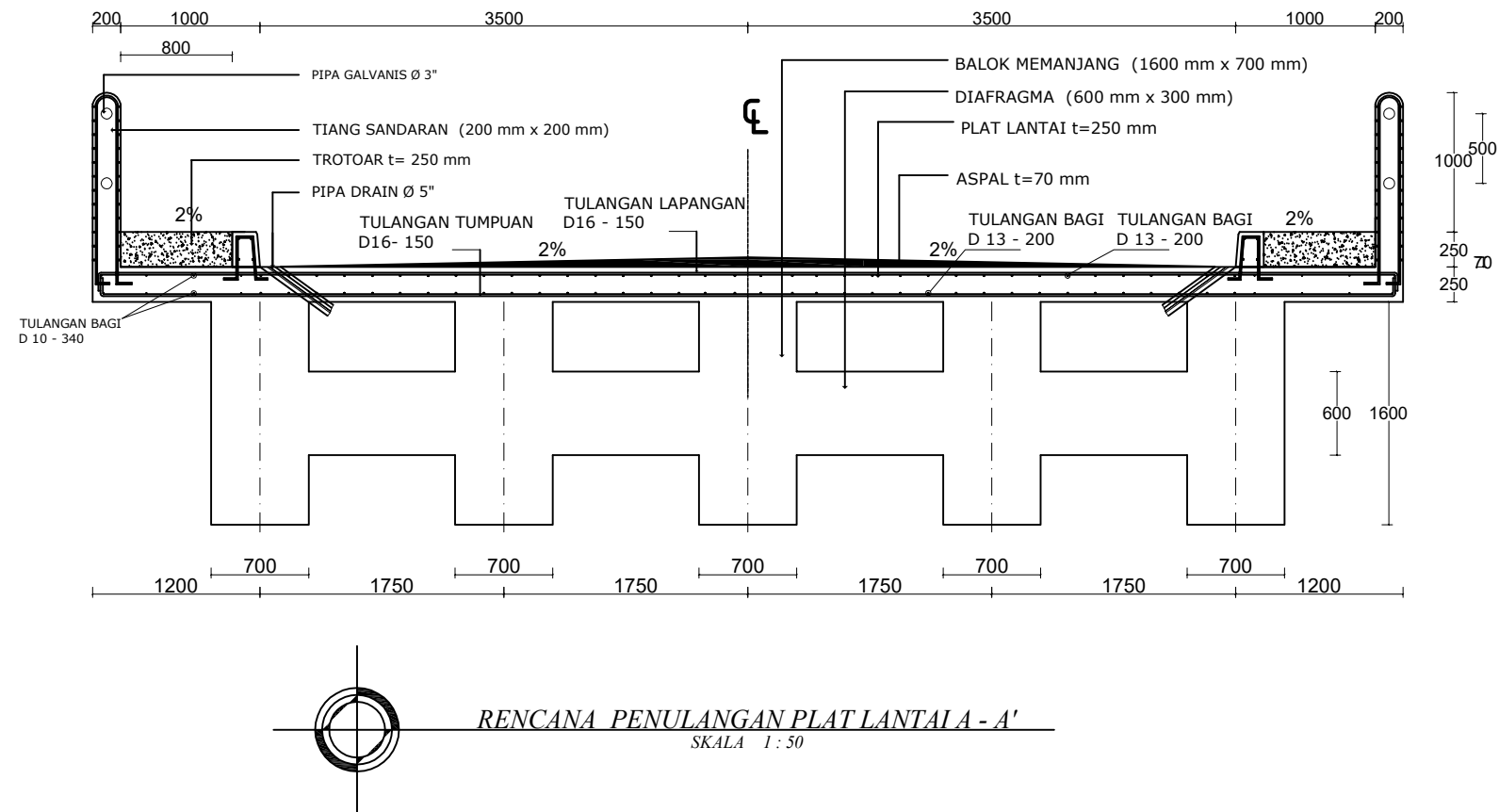
**No**

05

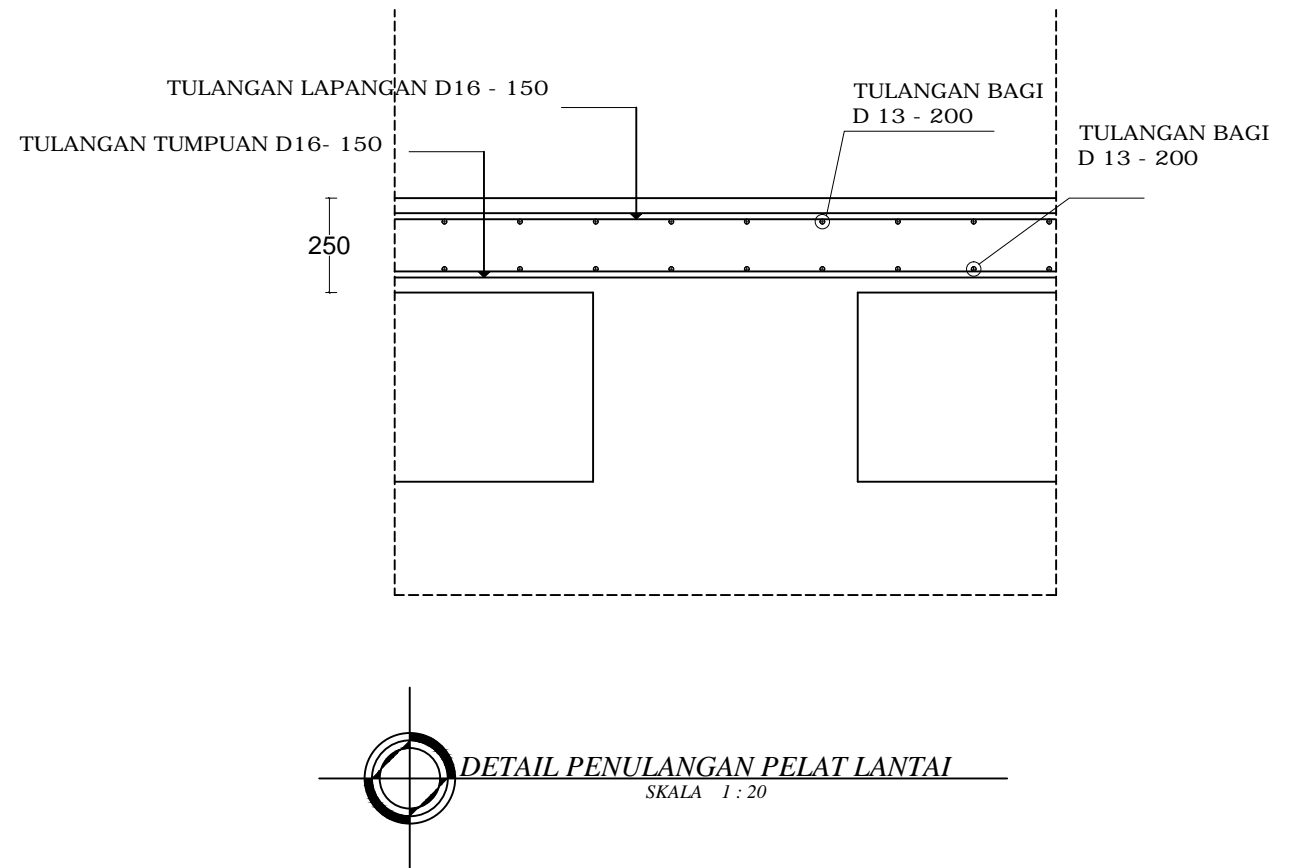
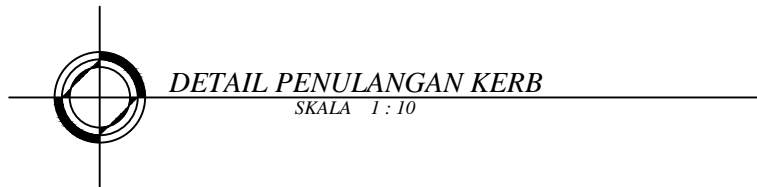
**Ket**



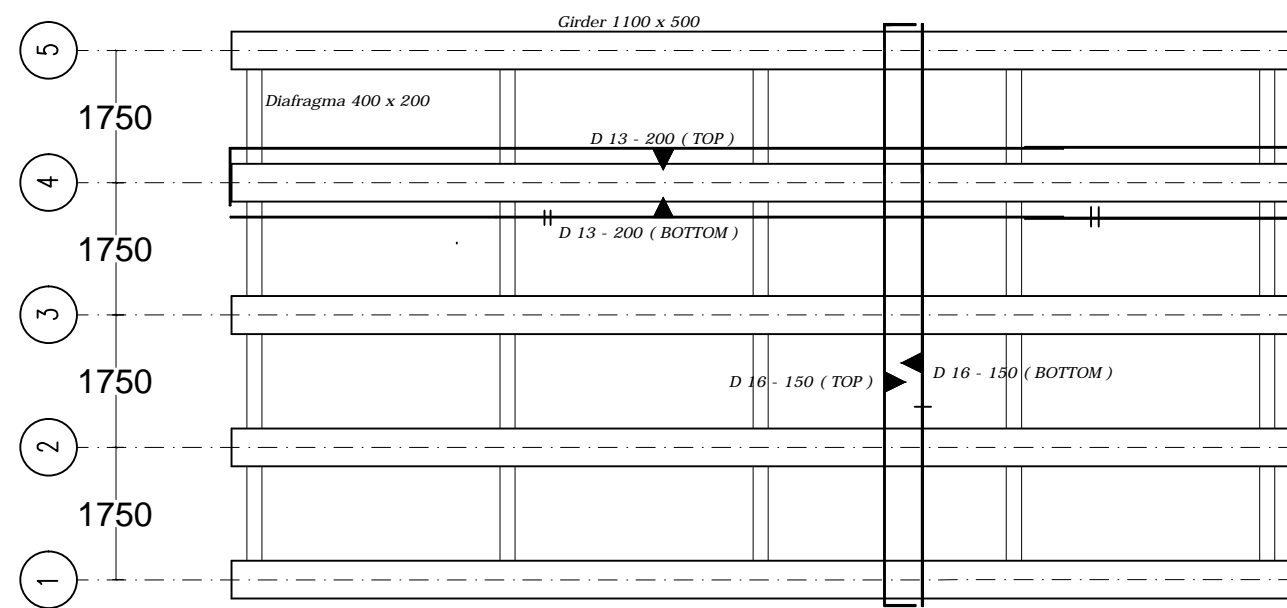
JUDUL TUGAS AKHIR	NAMA GAMBAR	SKALA	MAHASISWA I	MAHASISWA II	Menyetujui Dosen I	Menyetujui Dosen II	No	Ket
PERENCANAAN ULANG JEMBATAN KALI ANYAR DESA BANTUR KABUPATEN MALANG KILOMETER 24 + 650 BALEKAMBANG JAWA TIMUR DENGAN MENGGUNAKAN BETON KONVENSIONAL	Rencana Potongan Melintang A-A' Rencana Potongan Melintang B-B'	1 : 50 1 : 50	Nur Qurrota A'yun NRP. 3114030144	Rr. Atit Salma NRP. 3114030159	Ir. Chomaedhi, CES, Geo NIP.195503191984031001	Ir. Ibnu Pudji Rahardjo, Ms. NIP.196001051986031003	06	



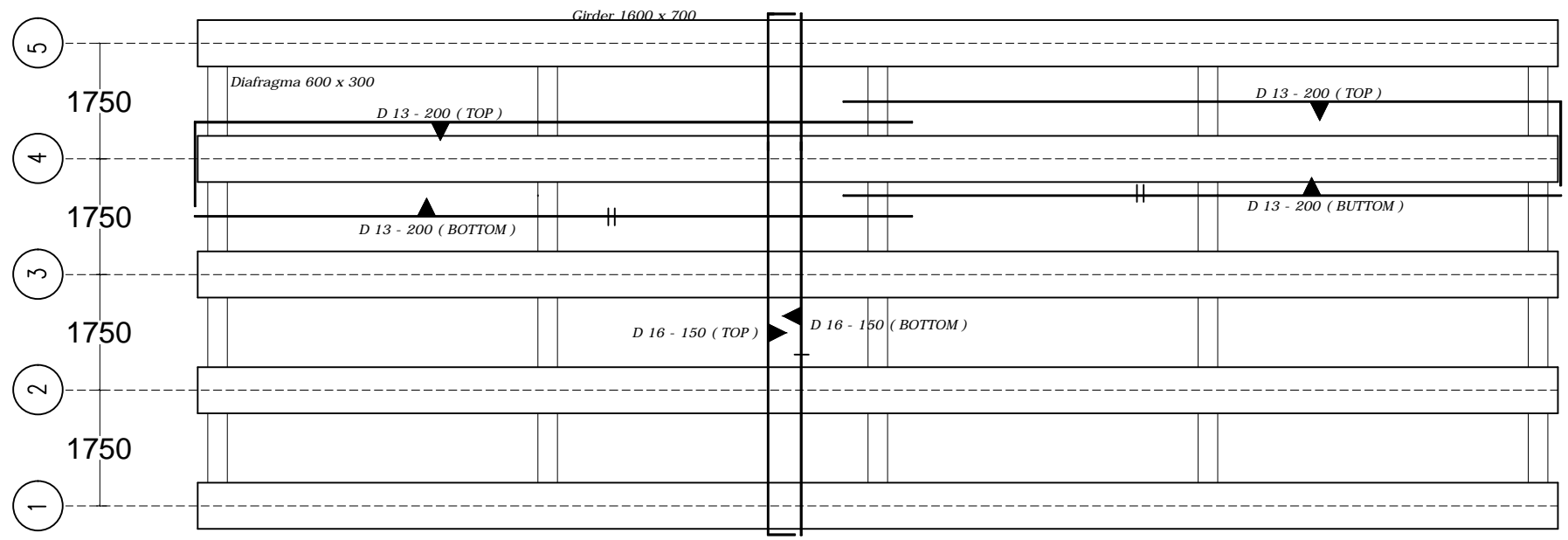




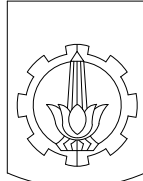
 <b>ITS</b> Institut Teknologi Sepuluh Nopember	<b>JUDUL TUGAS AKHIR</b>	<b>NAMA GAMBAR</b>	<b>SKALA</b>	<b>MAHASISWA I</b>	<b>MAHASISWA II</b>	<b>Menyetujui Dosen I</b>	<b>Menyetujui Dosen II</b>	<b>No</b>	<b>Ket</b>
	<b>PERENCANAAN ULANG JEMBATAN KALI          ANYAR DESA BANTUR KABUPATEN MALANG          KILOMETER 24 + 650 BALEKAMBANG JAWA          TIMUR DENGAN MENGGUNAKAN BETON          KONVENSIONAL</b>	Detail Penulangan Plat Kantilever	1 : 20	Nur Qurrota A'yun NRP. 3114030144	Rr. Atit Salma NRP. 3114030159	Ir. Chomaedhi, CES, Geo NIP.195503191984031001	Ir. Ibnu Pudji Rahardjo, Ms, NIP.196001051986031003	<b>08</b>	
		Detail Penulangan Tiang Sandaran	1 : 20						
		Detail Penulangan Kerb	1 : 20						
		Detail Penulangan Plat Lantai	1 : 20						

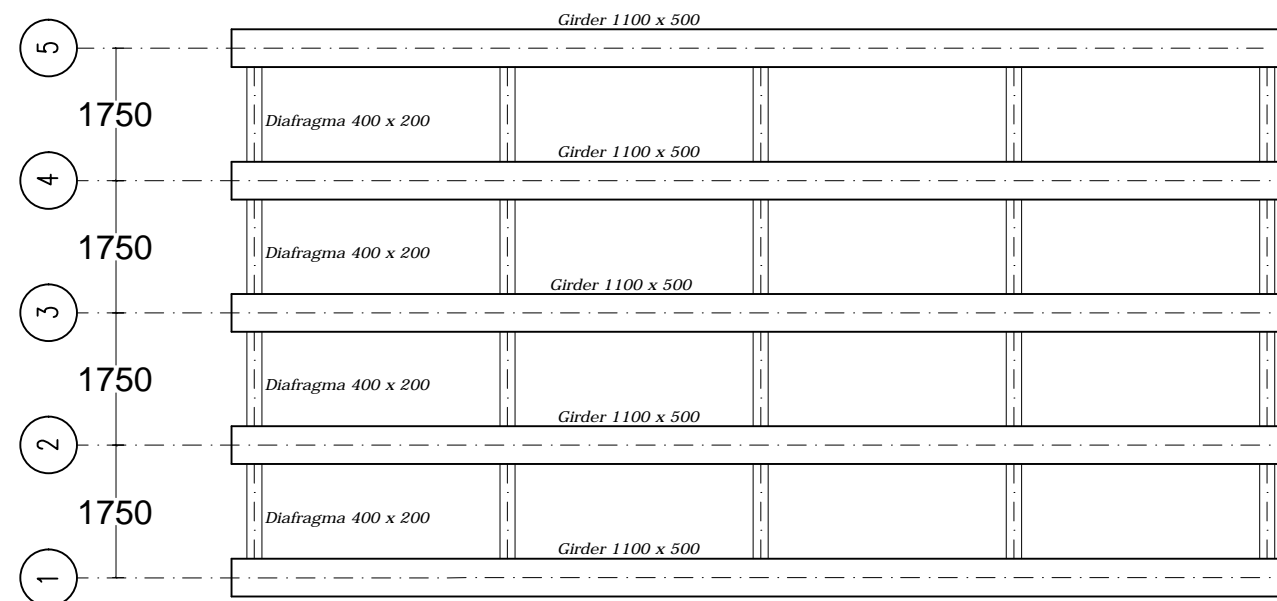


 **DENAH PENULANGAN PLAT LANTAI**  
SKALA 1 : 100

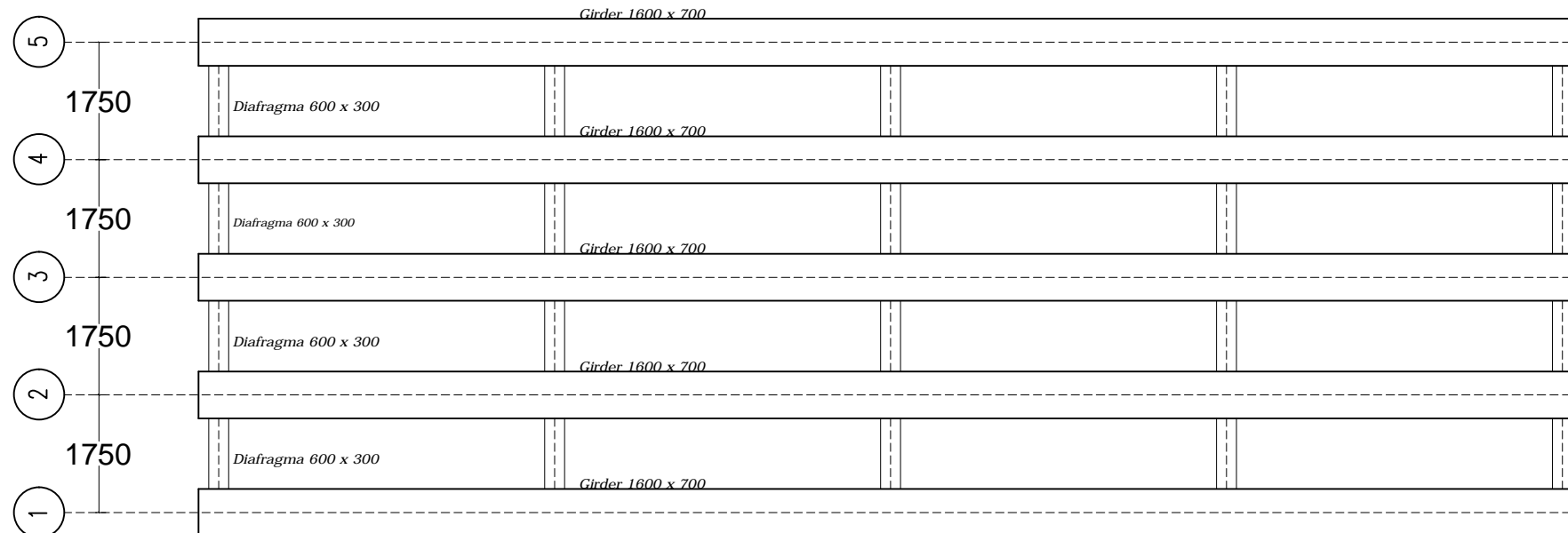


 **DENAH PENULANGAN PLAT LANTAI BENTANG 20,6**  
SKALA 1 : 100

 ITS Institut Teknologi Sepuluh Nopember	JUDUL TUGAS AKHIR	NAMA GAMBAR	SKALA	MAHASISWA I	MAHASISWA II	Menyetujui Dosen I	Menyetujui Dosen II	No	Ket
	PERENCANAAN ULANG JEMBATAN KALI ANYAR DESA BANTUR KABUPATEN MALANG KILOMETER 24 + 650 BALEKAMBANG JAWA TIMUR DENGAN MENGGUNAKAN BETON KONVENSIIONAL	Denah Penulangan Plat Lantai 14 m Denah Penulangan Plat Lantai 20,6 m	1 : 100 1 : 100	Nur Qurrota A'yun NRP. 3114030144	Rr. Atit Salma NRP. 3114030159	Ir. Chomaedhi, CES, Geo NIP.195503191984031001	Ir. Ibnu Pudji Rahardjo, Ms. NIP.196001051986031003	09	

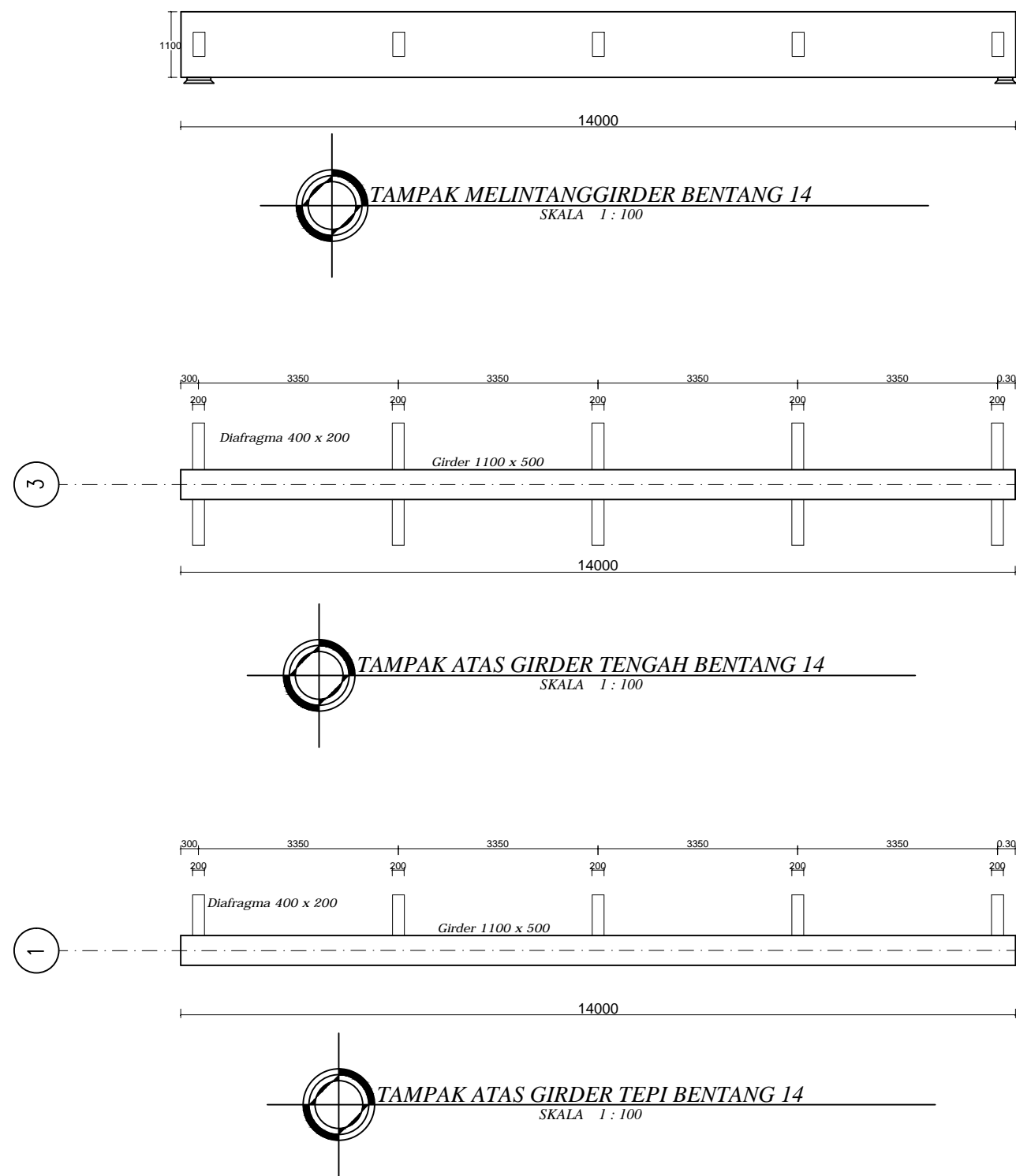



**DENAH GIRDER DAN DIAFRAGMA BENTANG 14**  
 SKALA 1 : 100

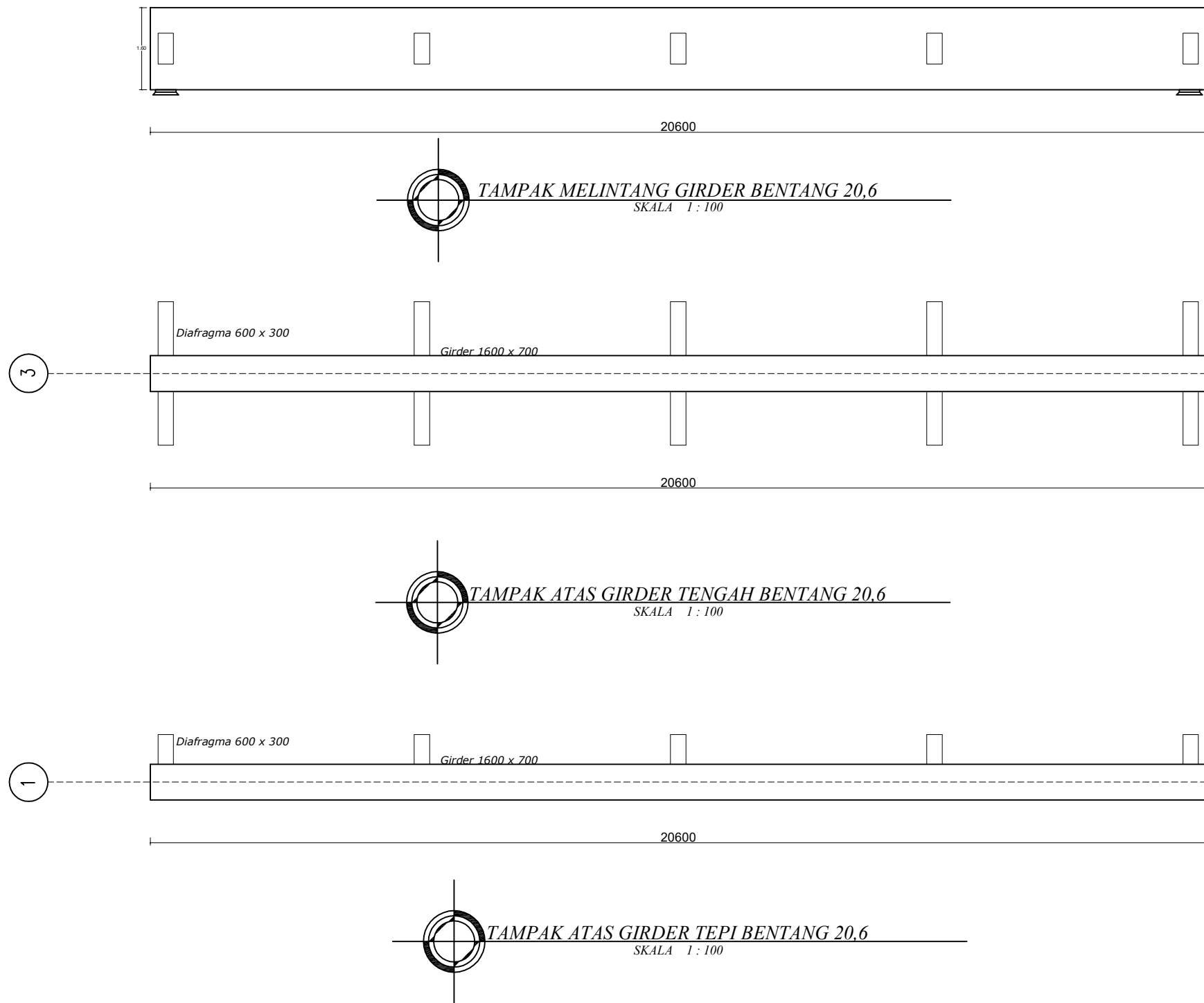




**DENAH GIRDER DAN DIAFRAGMA BENTANG 20,6**  
 SKALA 1 : 100

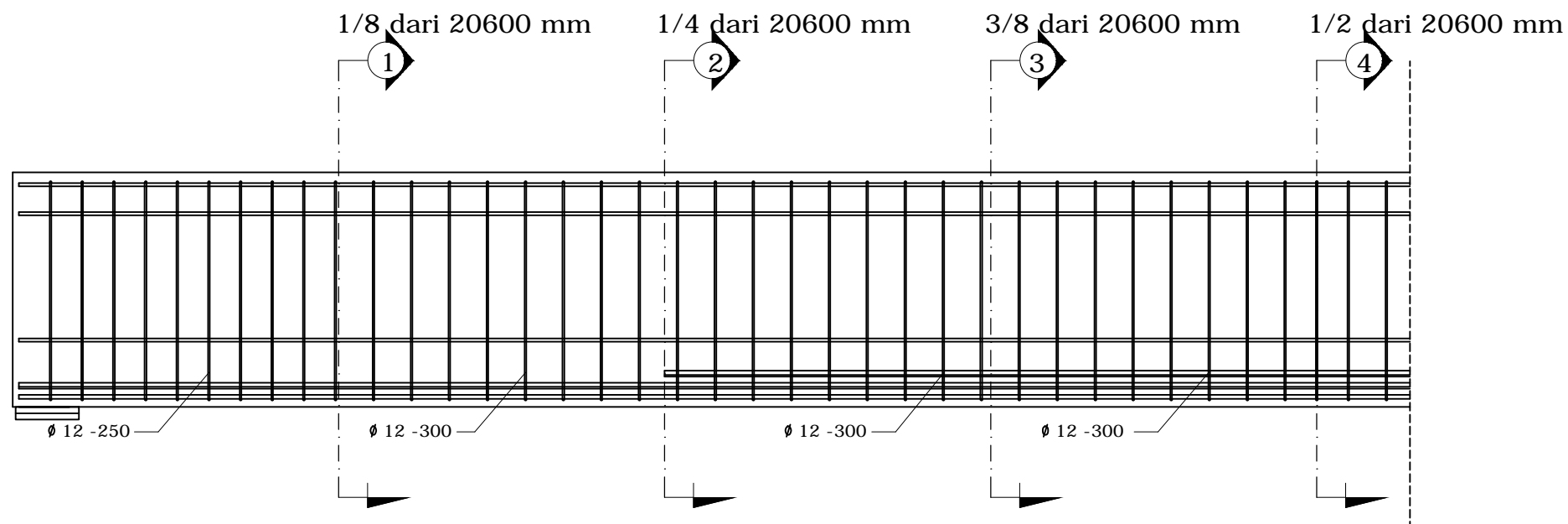
JUDUL TUGAS AKHIR	NAMA GAMBAR	SKALA	MAHASISWA I	MAHASISWA II	Menyetujui Dosen I	Menyetujui Dosen II	No	Ket
PERENCANAAN ULANG JEMBATAN KALI ANYAR DESA BANTUR KABUPATEN MALANG KILOMETER 24 + 650 BALEKAMBANG JAWA TIMUR DENGAN MENGGUNAKAN BETON KONVENSIONAL	Denah Girder dan Diafragma 14 m  DenahGirder dan Diafragma 20,6 m	1 : 100  1 : 100	  Nur Qurrota A'yun NRP. 3114030144	  Rr. Atit Salma NRP. 3114030159	  Ir. Chomaedhi, CES, Geo NIP.195503191984031001	  Ir. Ibnu Pudji Rahardjo, Ms. NIP.196001051986031003	10	



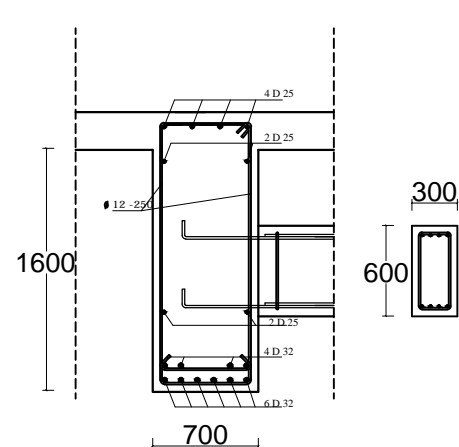
JUDUL TUGAS AKHIR	NAMA GAMBAR	SKALA	MAHASISWA I	MAHASISWA II	Menyetujui Dosen I	Menyetujui Dosen II	No	Ket
PERENCANAAN ULANG JEMBATAN KALI ANYAR DESA BANTUR KABUPATEN MALANG KILOMETER 24 + 650 BALEKAMBANG JAWA TIMUR DENGAN MENGGUNAKAN BETON KONVENSIONAL	Tampak Melintang Girder l = 14 m Tampak Atas Girder Tengah l = 14 m Tampak Atas Girder Tepi l = 14 m	1 : 100 1 : 100 1 : 100	Nur Qurrota A'yun NRP. 3114030144	Rr. Atit Salma NRP. 3114030159	Ir. Chomaedhi, CES, Geo NIP.195503191984031001	Ir. Ibnu Pudji Rahardjo, Ms. NIP.196001051986031003	11	



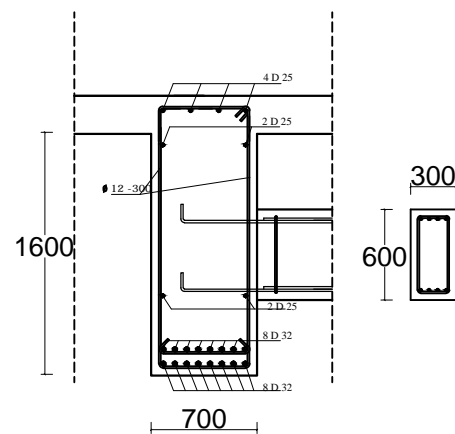
	JUDUL TUGAS AKHIR	NAMA GAMBAR	SKALA	MAHASISWA I	MAHASISWA II	Menyetujui Dosen I	Menyetujui Dosen II	No	Ket
	PERENCANAAN ULANG JEMBATAN KALI ANYAR DESA BANTUR KABUPATEN MALANG KILOMETER 24 + 650 BALEKAMBANG JAWA TIMUR DENGAN MENGGUNAKAN BETON KONVENSIONAL	Tampak Melintang Girder l = 20.6 m Tampak Atas Girder Tengah l = 20.6 m  Tampak Atas Girder Tepi l = 20.6 m	1 : 100 1 : 100  1 : 100	Nur Qurrota A'yun NRP. 3114030144	Rr. Atit Salma NRP. 3114030159	Ir. Chomaedhi, CES, Geo NIP.195503191984031001	Ir. Ibnu Pudji Rahardjo, Ms, NIP.196001051986031003	12	



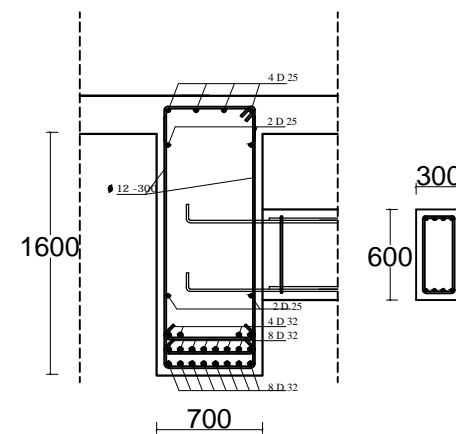

**POTONGAN MEMANJANG GIRDER TENGAH 20,6 M**  
 SKALA 1 : 50



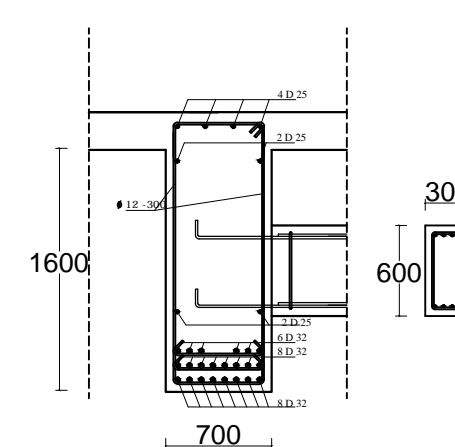

**POTONGAN GIRDER TEPI 1**  
 SKALA 1 : 50



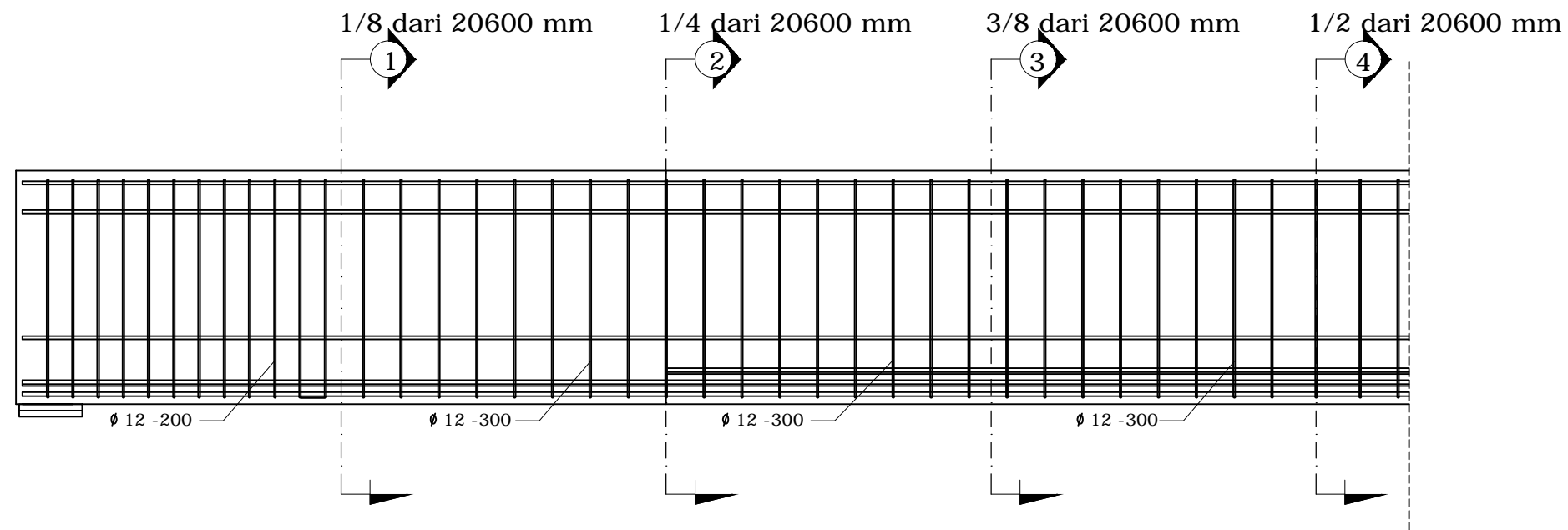

**POTONGAN GIRDER TEPI 2**  
 SKALA 1 : 50



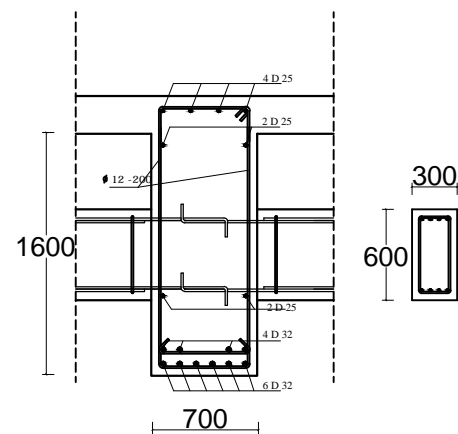

**POTONGAN GIRDER TEPI 3**  
 SKALA 1 : 50



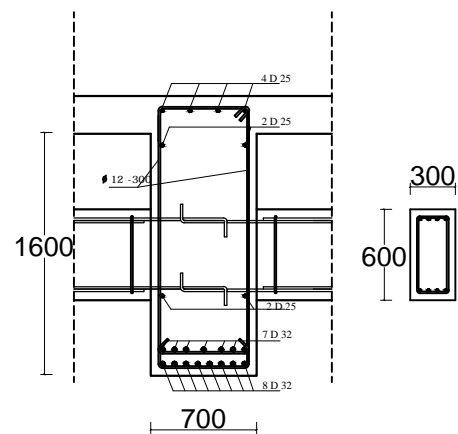

**POTONGAN GIRDER TEPI 4**  
 SKALA 1 : 50



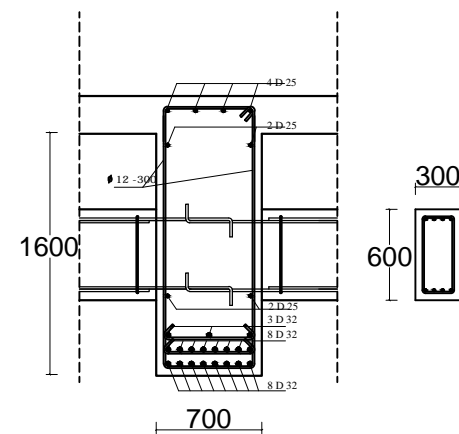
 **POTONGAN MEMANJANG GIRDER TENGAH 20,6 M**  
SKALA 1 : 50



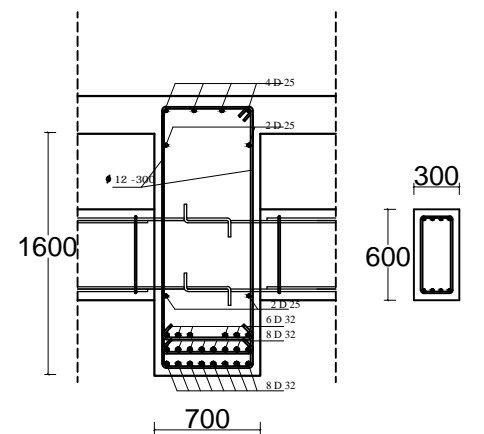
 **POTONGAN GIRDER TENGAH 1**  
SKALA 1 : 50



 **POTONGAN GIRDER TENGAH 2**  
SKALA 1 : 50



 **POTONGAN GIRDER TENGAH 3**  
SKALA 1 : 50



 **POTONGAN GIRDER TENGAH 4**  
SKALA 1 : 50

#### JUDUL TUGAS AKHIR

PERENCANAAN ULANG JEMBATAN KALI  
ANYAR DESA BANTUR KABUPATEN MALANG  
KILOMETER 24 + 650 BALEKAMBANG JAWA  
TIMUR DENGAN MENGGUNAKAN BETON  
KONVENSIIONAL

#### NAMA GAMBAR

Detail Penulangan Girder Tengah  
L = 20,6 m  
Potongan Girder

1 : 50

1 : 50

#### MAHASISWA I

Nur Qurrota A'yun  
NRP. 3114030144

#### MAHASISWA II

Rr. Atit Salma  
NRP. 3114030159

#### Menyetujui Dosen I

Ir. Chomaedhi, CES, Geo  
NIP.195503191984031001

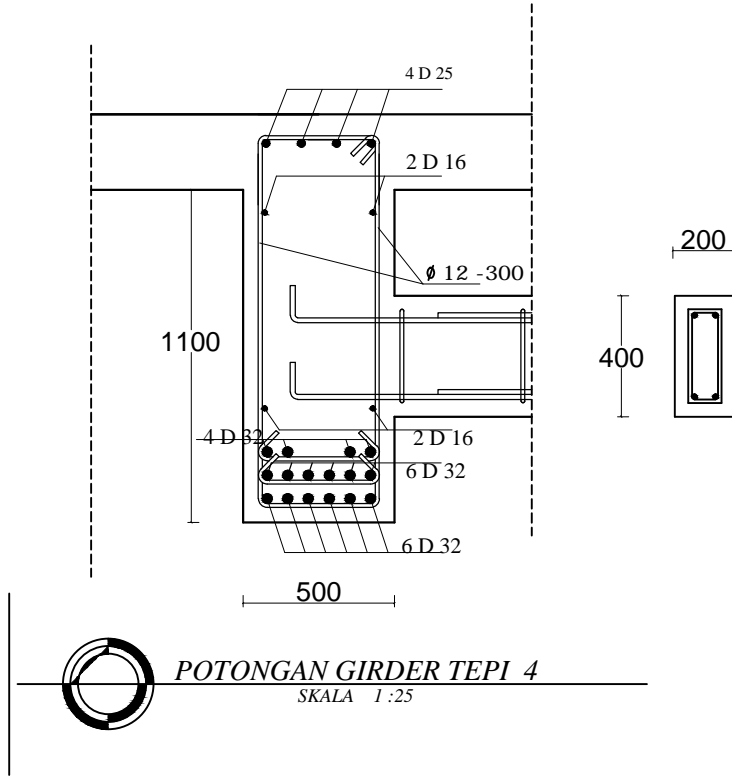
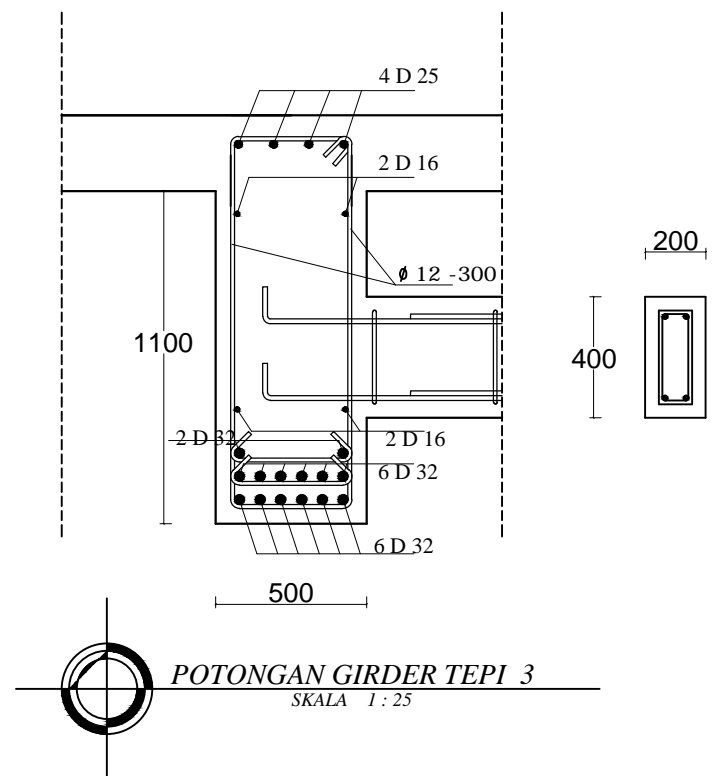
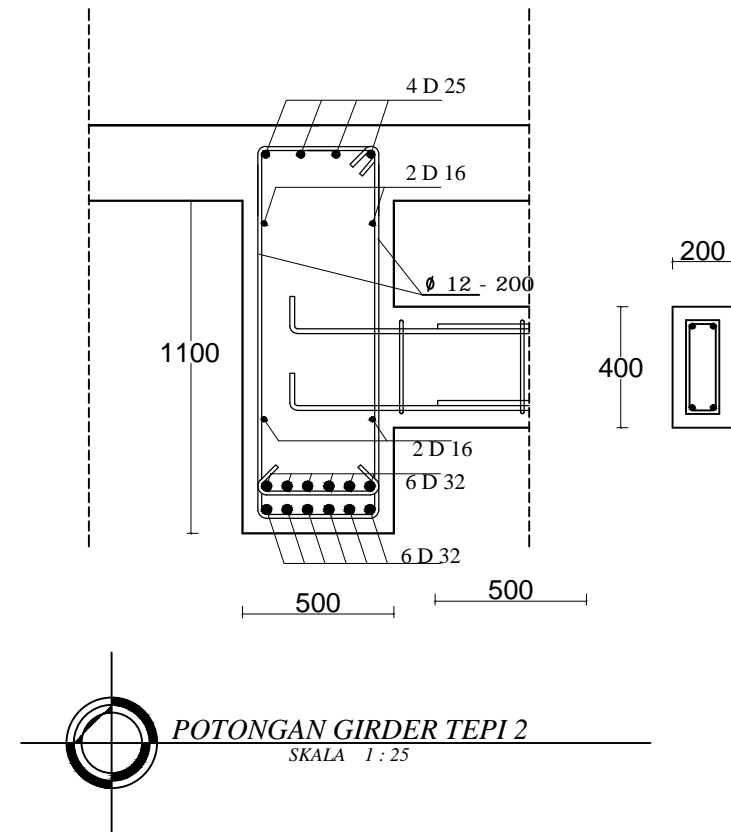
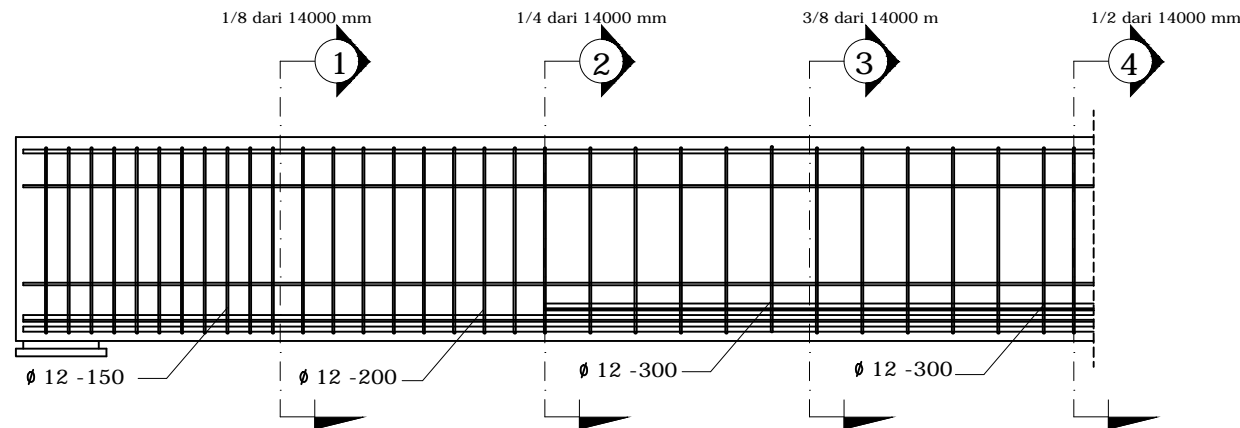
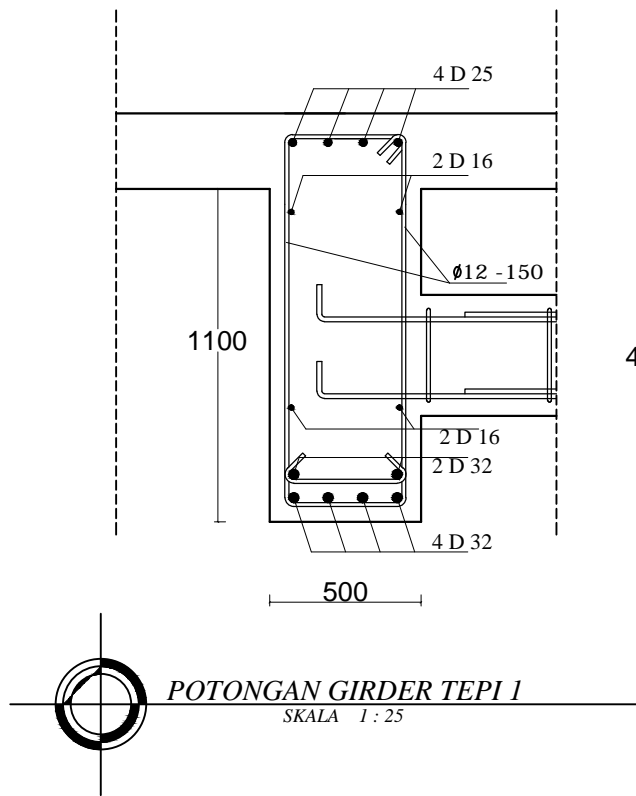
#### Menyetujui Dosen II

Ir. Ibnu Pudji Rahardjo, Ms.  
NIP.196001051986031003

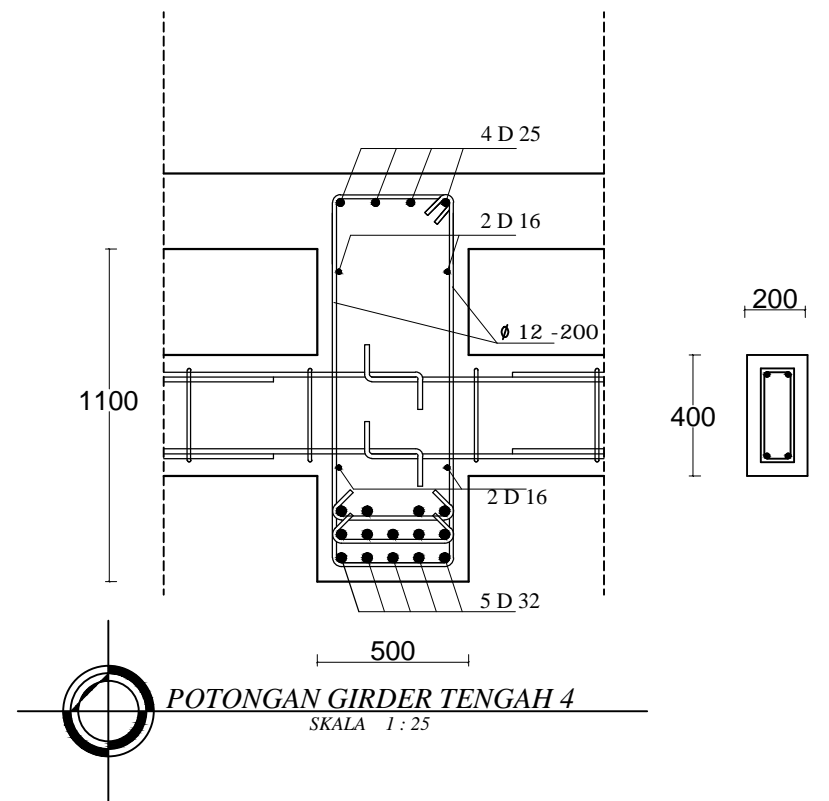
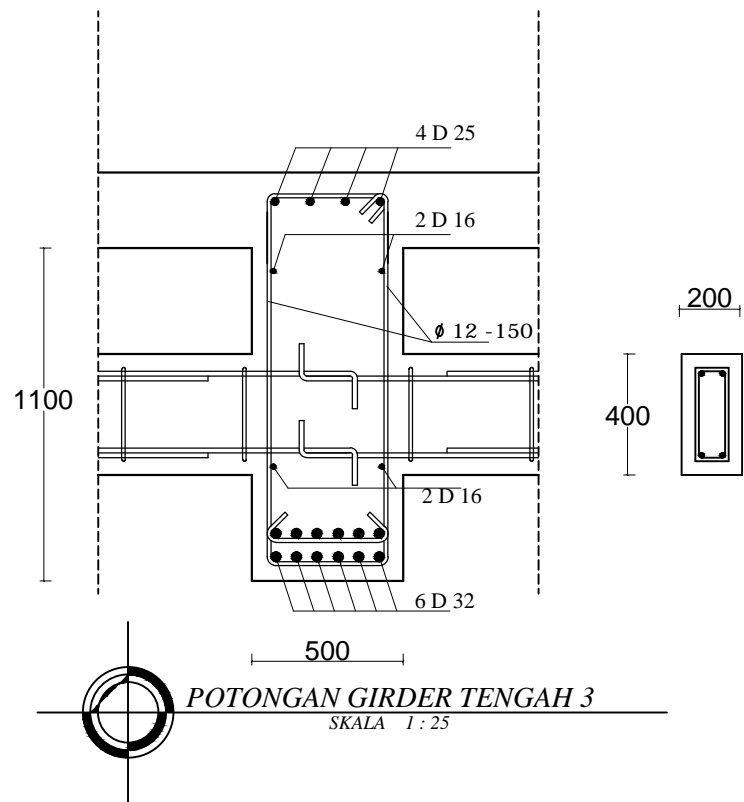
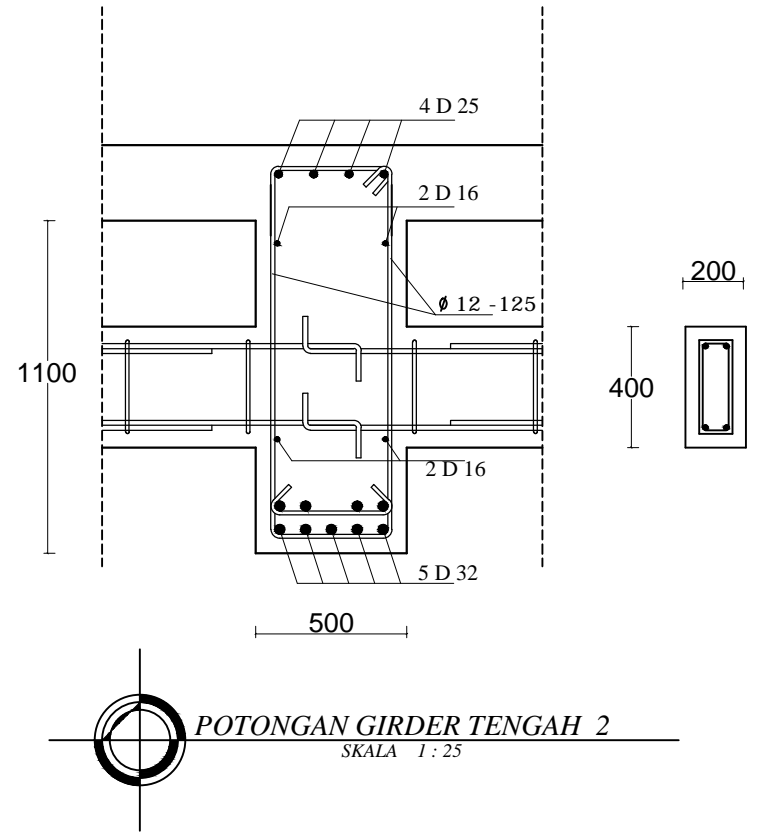
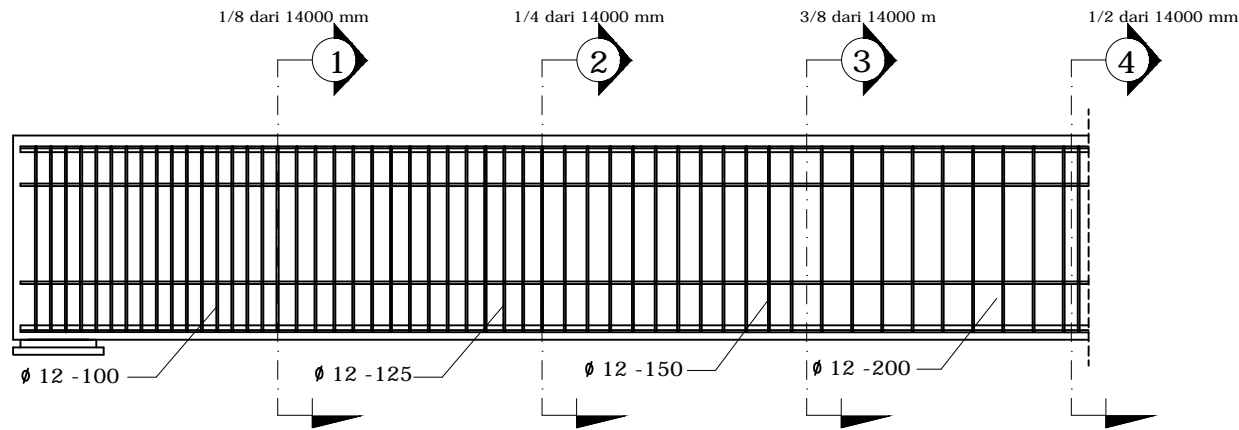
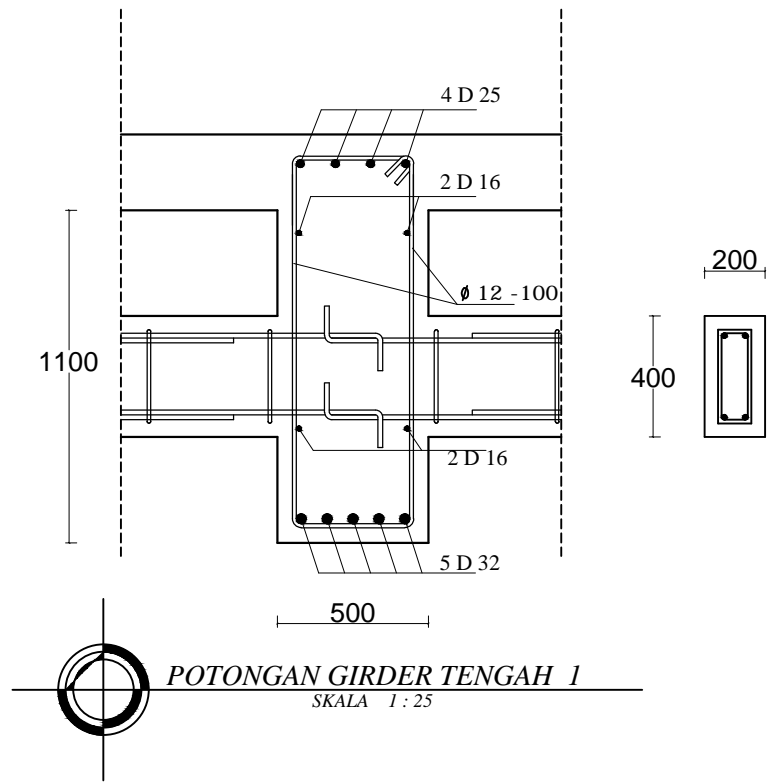
#### No

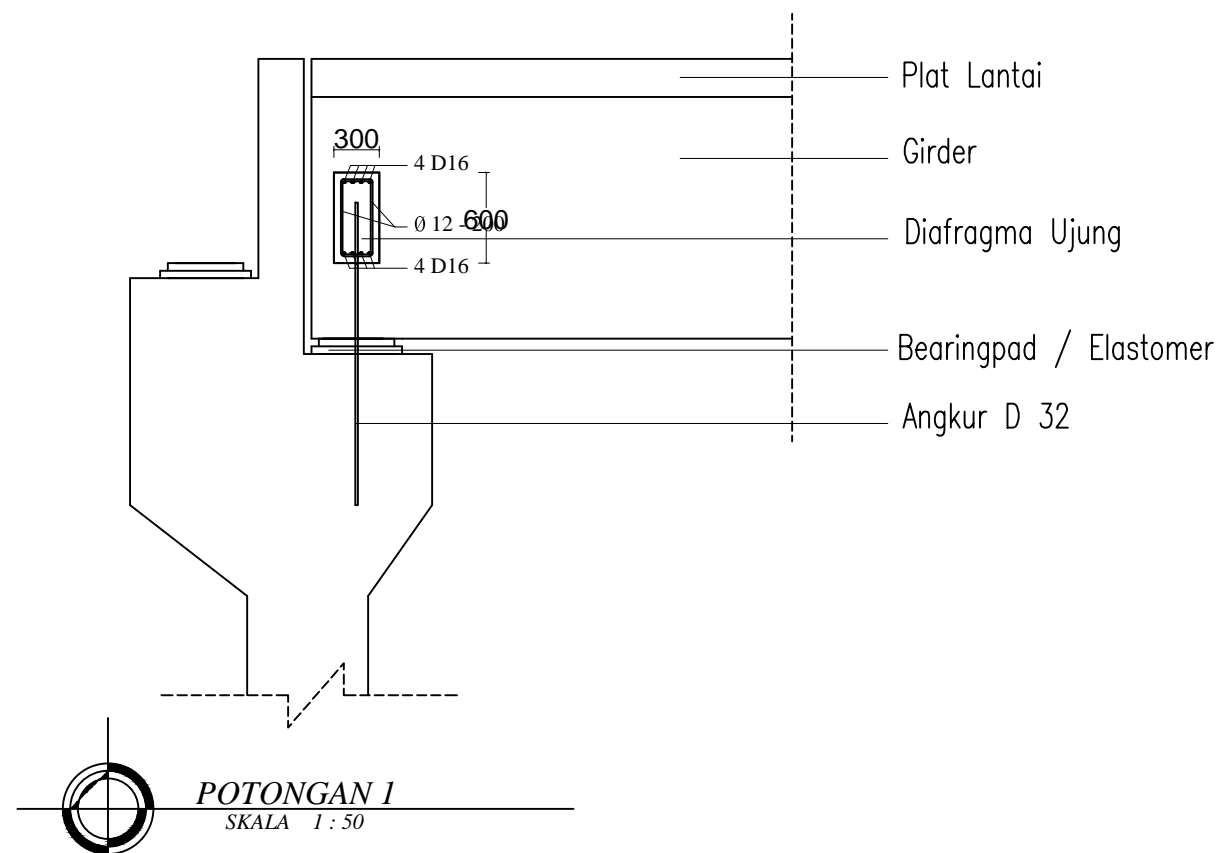
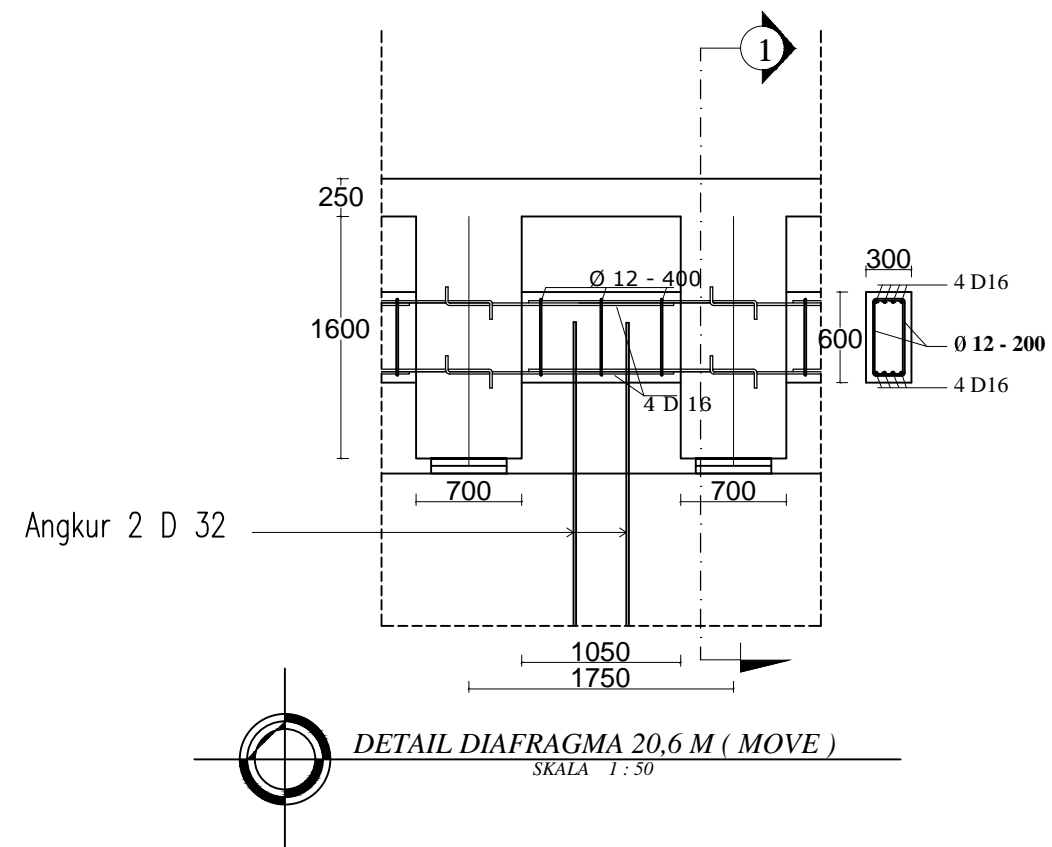
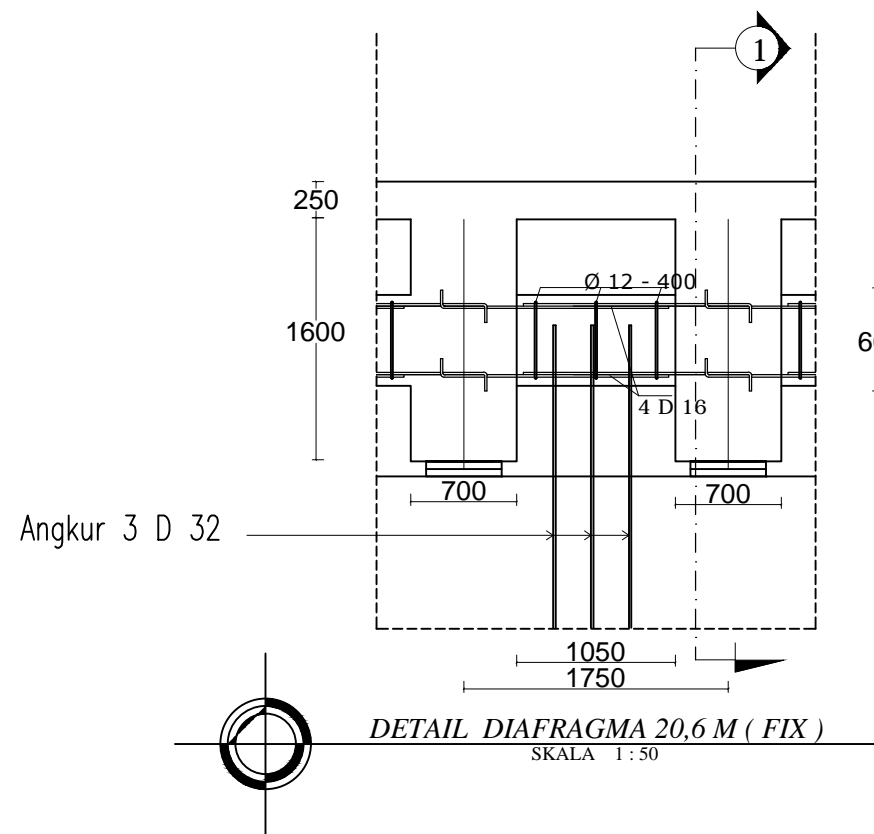
14

#### Ket









#### JUDUL TUGAS AKHIR

#### NAMA GAMBAR

#### SKALA

#### MAHASISWA I

#### MAHASISWA II

#### Menyetujui Dosen I

#### Menyetujui Dosen II

#### No

#### Ket

PERENCANAAN ULANG JEMBATAN KALI  
ANYAR DESA BANTUR KABUPATEN MALANG  
KILOMETER 24 + 650 BALEKAMBANG JAWA  
TIMUR DENGAN MENGGUNAKAN BETON  
KONVENSIIONAL

Denah Penulangan  
Diafragma L 21,6 m

1 : 50

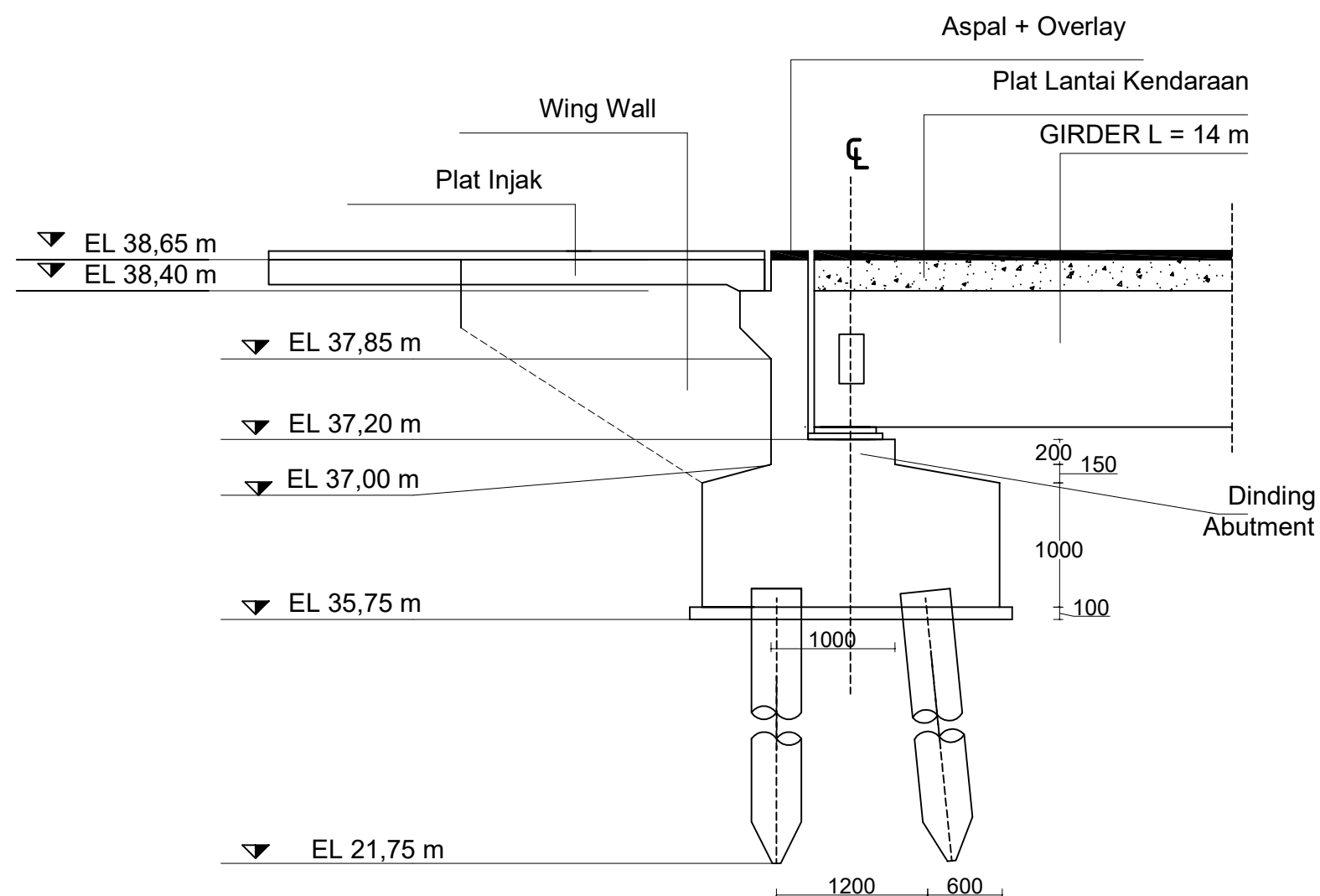
Nur Qurrota A'yun  
NRP. 3114030144

Rr. Atit Salma  
NRP. 3114030159

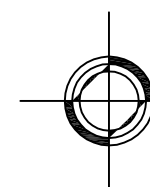
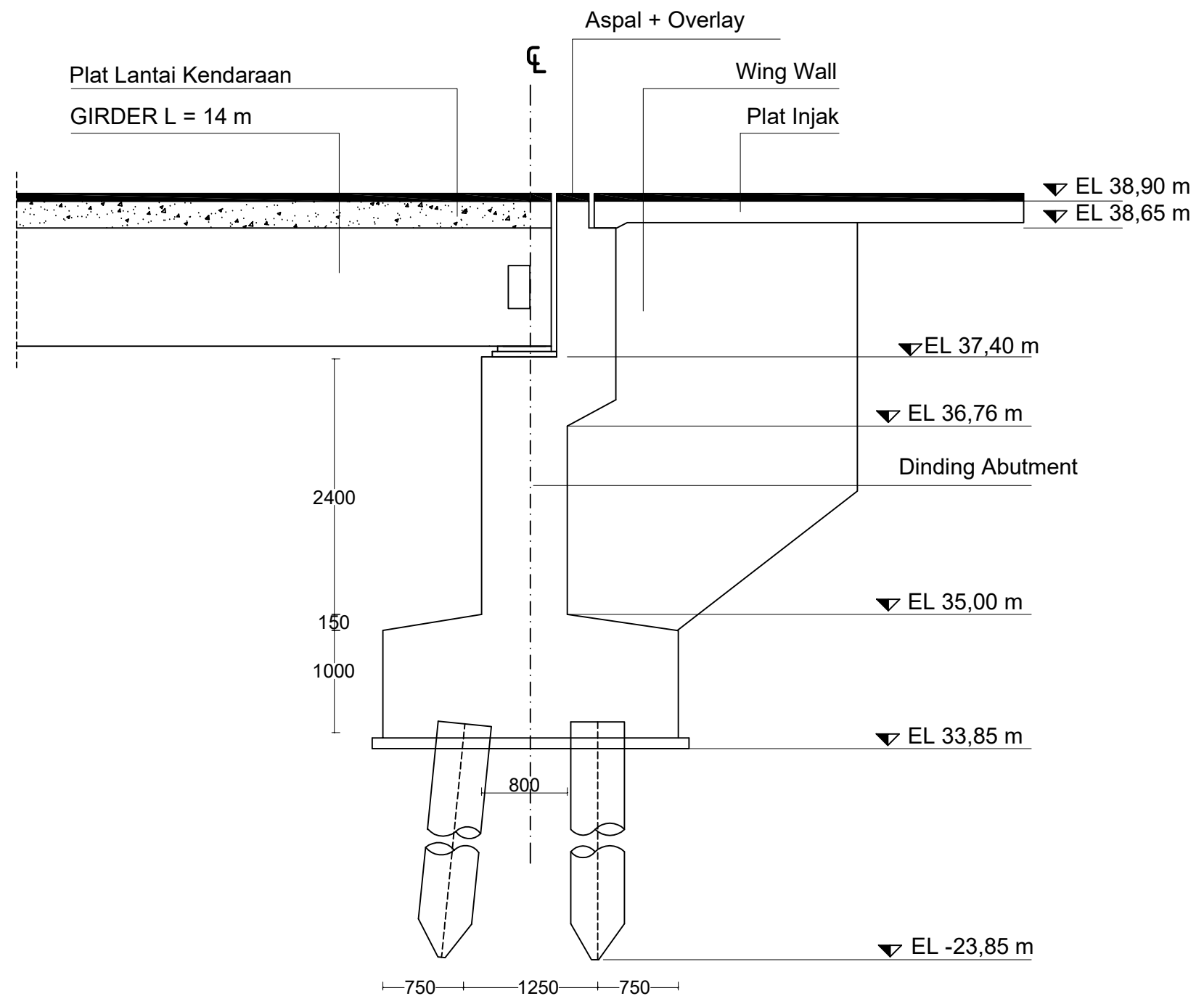
Ir. Chomaedhi, CES, Geo  
NIP.195503191984031001

Ir. Ibnu Pudji Rahardjo, Ms.  
NIP.196001051986031003

17




**SRUKTUR DAN ELEVASI A1**  
 SKALA 1 : 50



SRUKTUR DAN ELEVASI A2

SKALA 1 : 50



**JUDUL TUGAS AKHIR**

PERENCANAAN ULANG JEMBATAN KALI  
ANYAR DESA BANTUR KABUPATEN MALANG  
KILOMETER 24 + 650 BALEKAMBANG JAWA  
TIMUR DENGAN MENGGUNAKAN BETON  
KONVENSIONAL

**NAMA GAMBAR**

Bagian Struktur dan Elevasi  
Abutment 2 ( A2 )

**SKALA**

1 : 50

**MAHASISWA I**

Nur Qurrota A'yun  
NRP. 3114030144

**MAHASISWA II**

Rr. Atit Salma  
NRP. 3114030159

**Menyetujui Dosen I**

Ir. Chomaedhi, CES, Geo  
NIP.195503191984031001

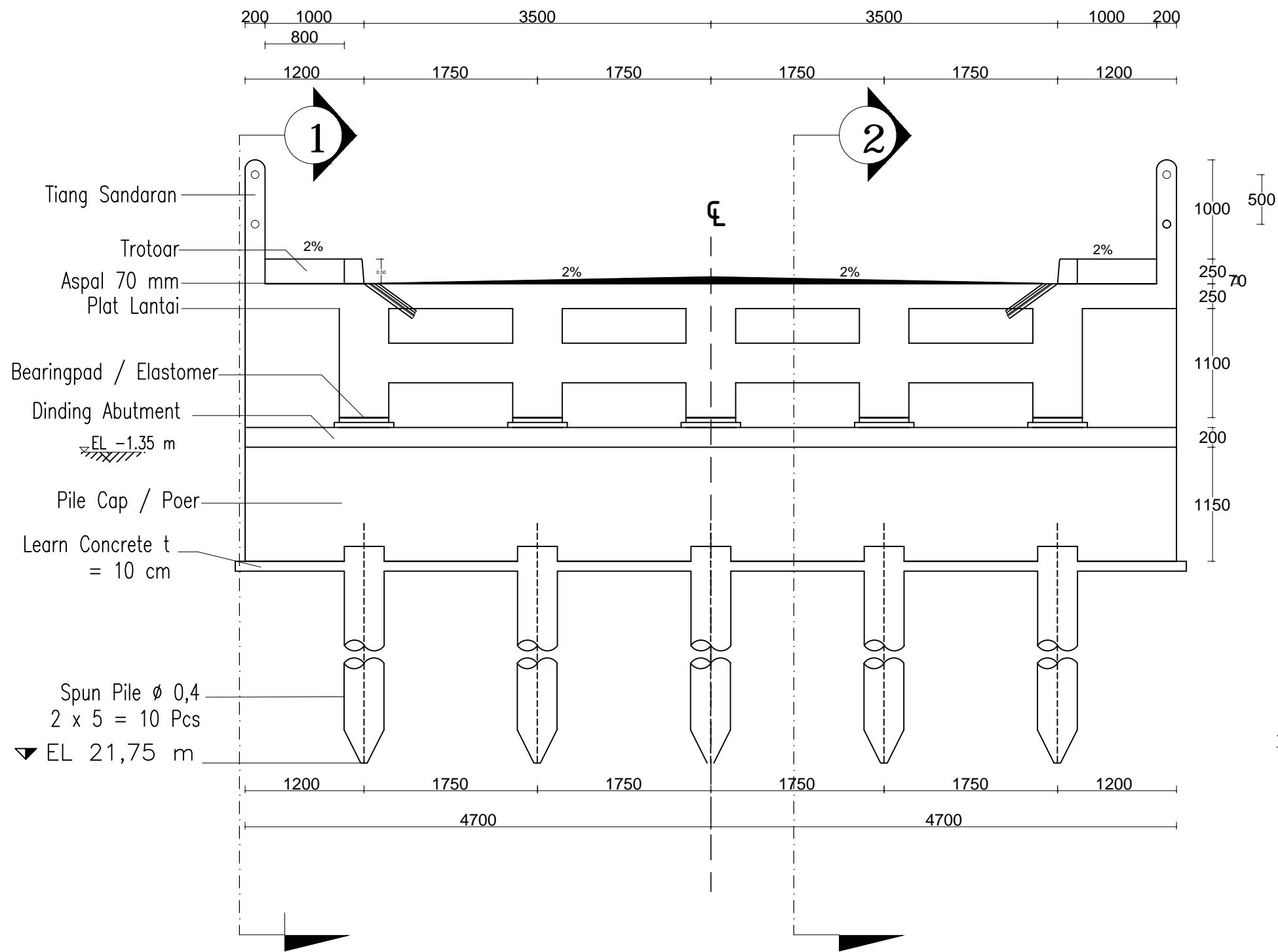
**Menyetujui Dosen II**

Ir. Ibnu Pudji Rahardjo, Ms,  
NIP.196001051986031003

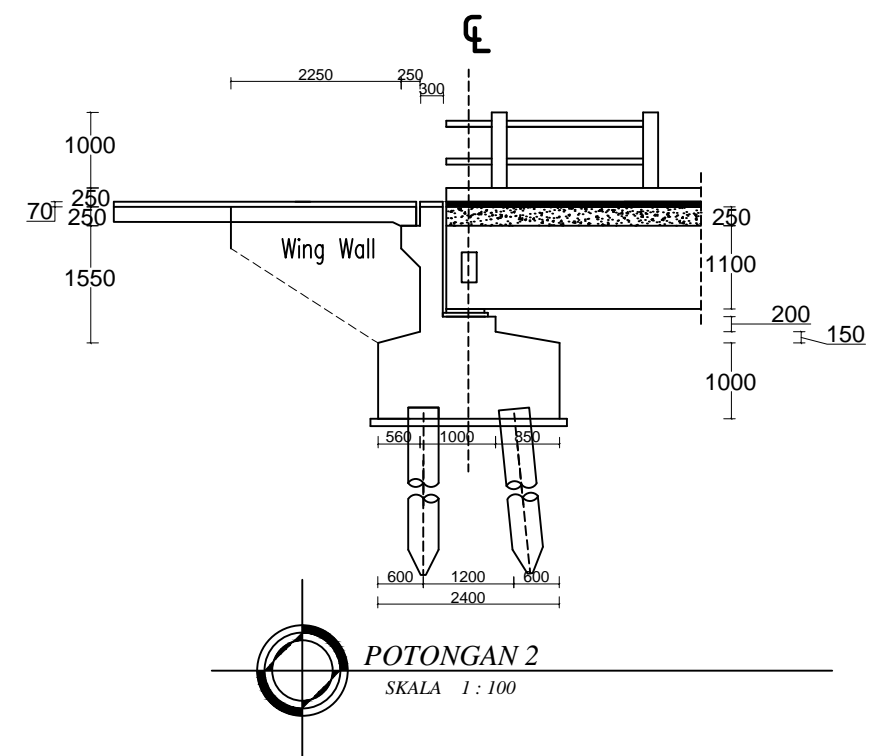
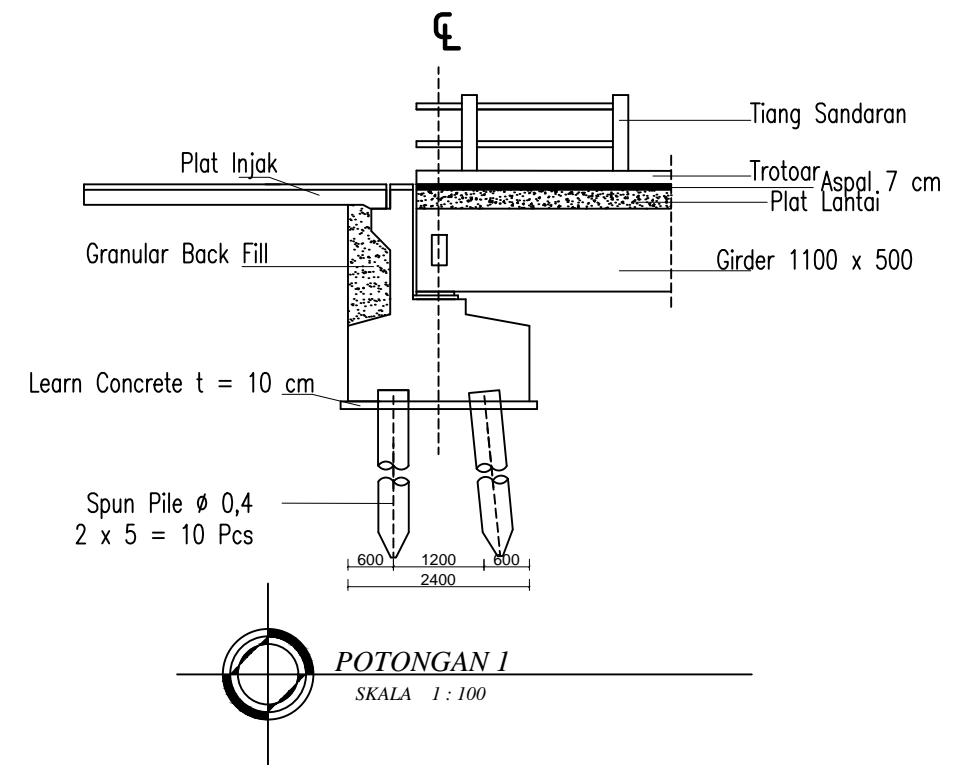
**No**

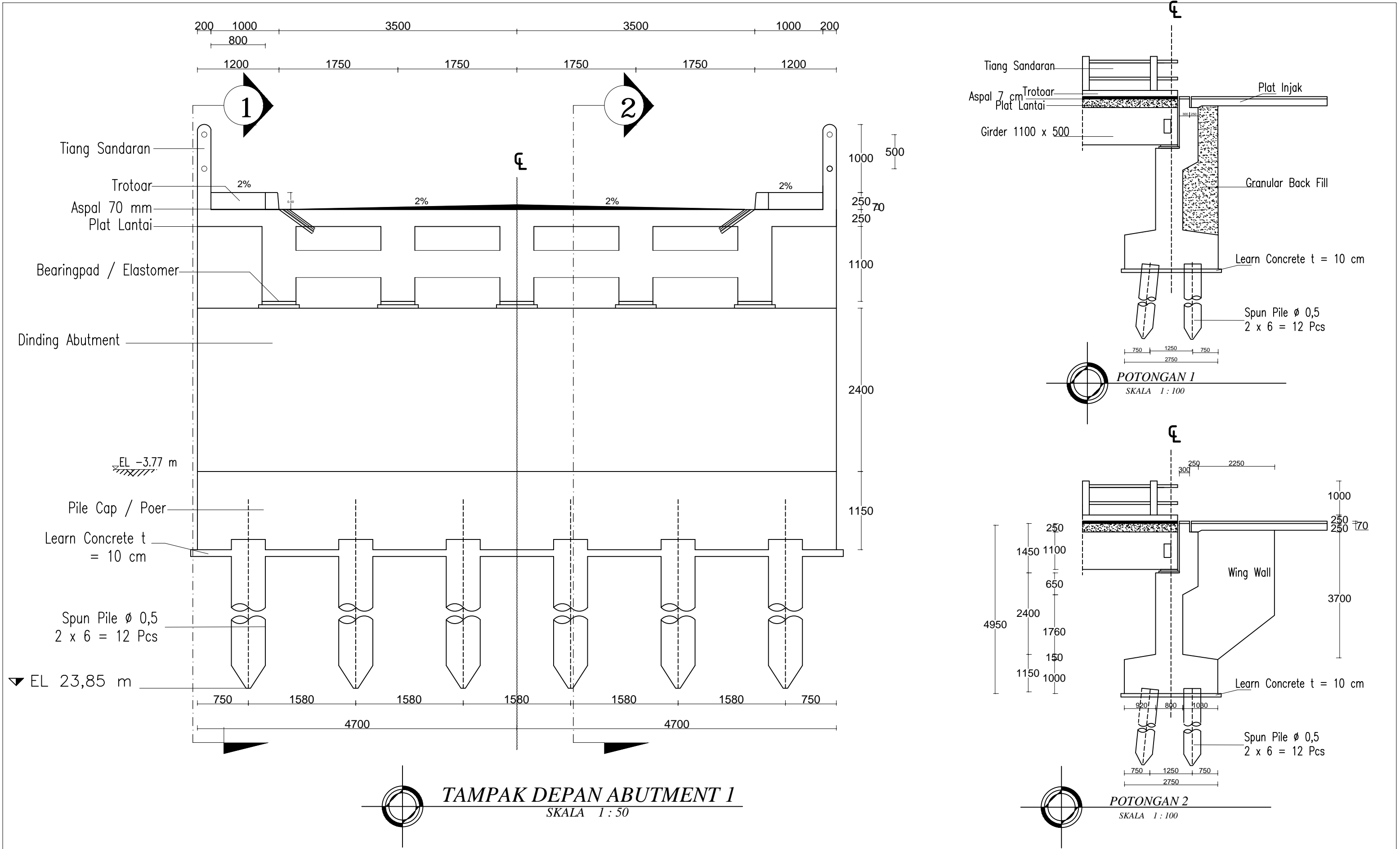
20

**Ket**

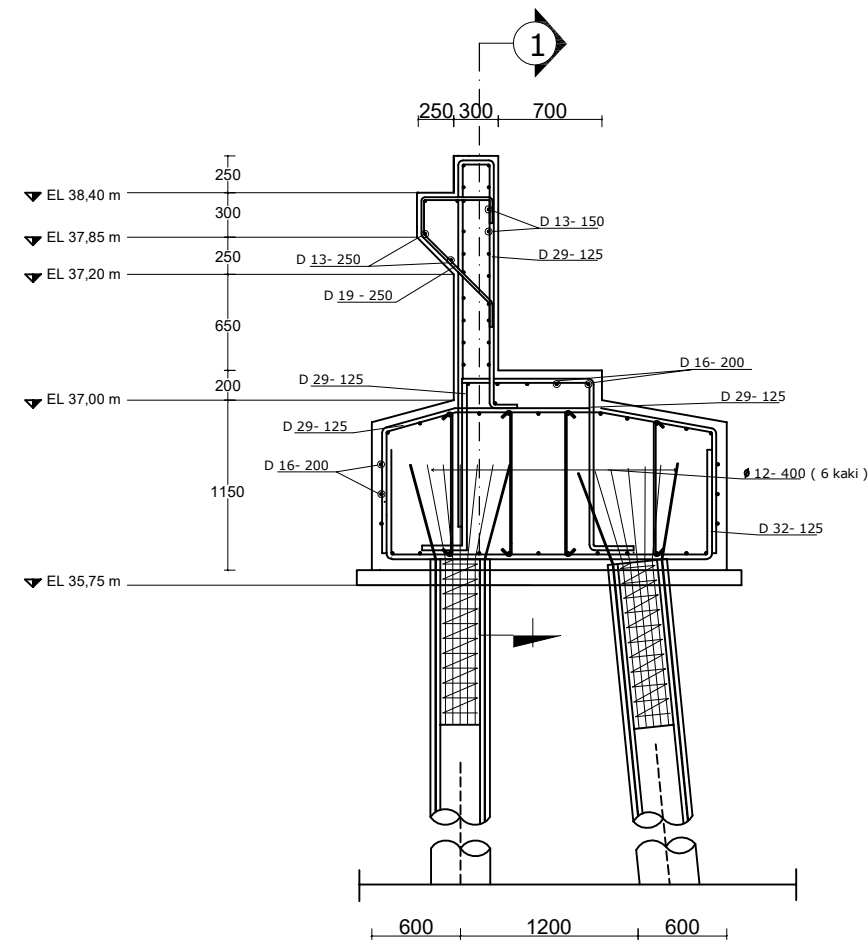


**TAMPAK DEPAN ABUTMENT 1**  
SKALA 1 : 50

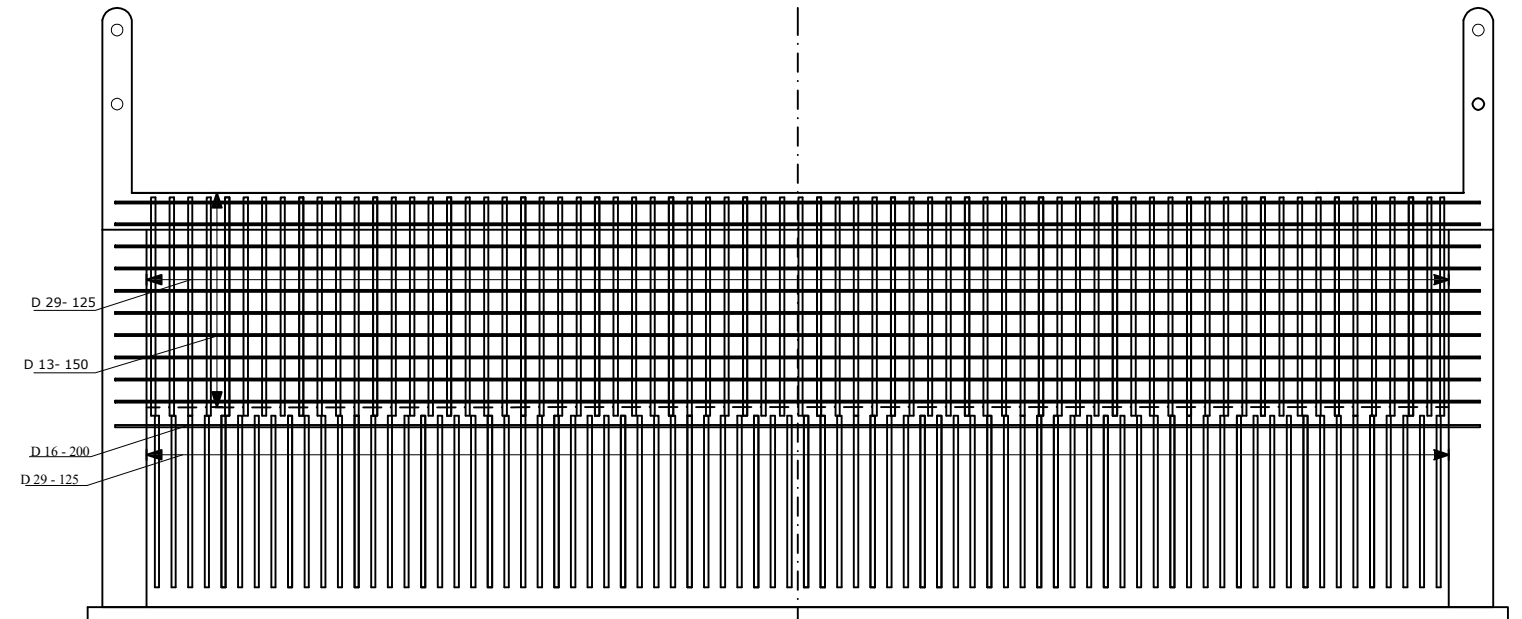




JUDUL TUGAS AKHIR	NAMA GAMBAR	SKALA	MAHASISWA I	MAHASISWA II	Menyetujui Dosen I	Menyetujui Dosen II	No	Ket
PERENCANAAN ULANG JEMBATAN KALI ANYAR DESA BANTUR KABUPATEN MALANG KILOMETER 24 + 650 BALEKAMBANG JAWA TIMUR DENGAN MENGGUNAKAN BETON KONVENSIONAL	Tampak Abutment 2 ( A2 ) Potongan 1 Potongan 2	1 : 50 1 : 100 1 : 100	Nur Qurrota A'yun NRP. 3114030144	Rr. Atit Salma NRP. 3114030159	Ir. Chomaedhi, CES, Geo NIP.195503191984031001	Ir. Ibnu Pudji Rahardjo, Ms. NIP.196001051986031003	22	



 **DETAIL PENULANGAN ABT I**  
SKALA 1 : 50



 **TAMPAK SAMPING POT I ABT I**  
SKALA 1 : 50



**JUDUL TUGAS AKHIR**

**PERENCANAAN ULANG JEMBATAN KALI  
ANYAR DESA BANTUR KABUPATEN MALANG  
KILOMETER 24 + 650 BALEKAMBANG JAWA  
TIMUR DENGAN MENGGUNAKAN BETON  
KONVENSIONAL**

**NAMA GAMBAR**

Penulangan Pada abutment 1

**SKALA**

1 : 50

**MAHASISWA I**

Nur Qurrota A'yun  
NRP. 3114030144

**MAHASISWA II**

Rr. Atit Salma  
NRP. 3114030159

**Menyetujui Dosen I**

Ir. Chomaedhi, CES, Geo  
NIP.195503191984031001

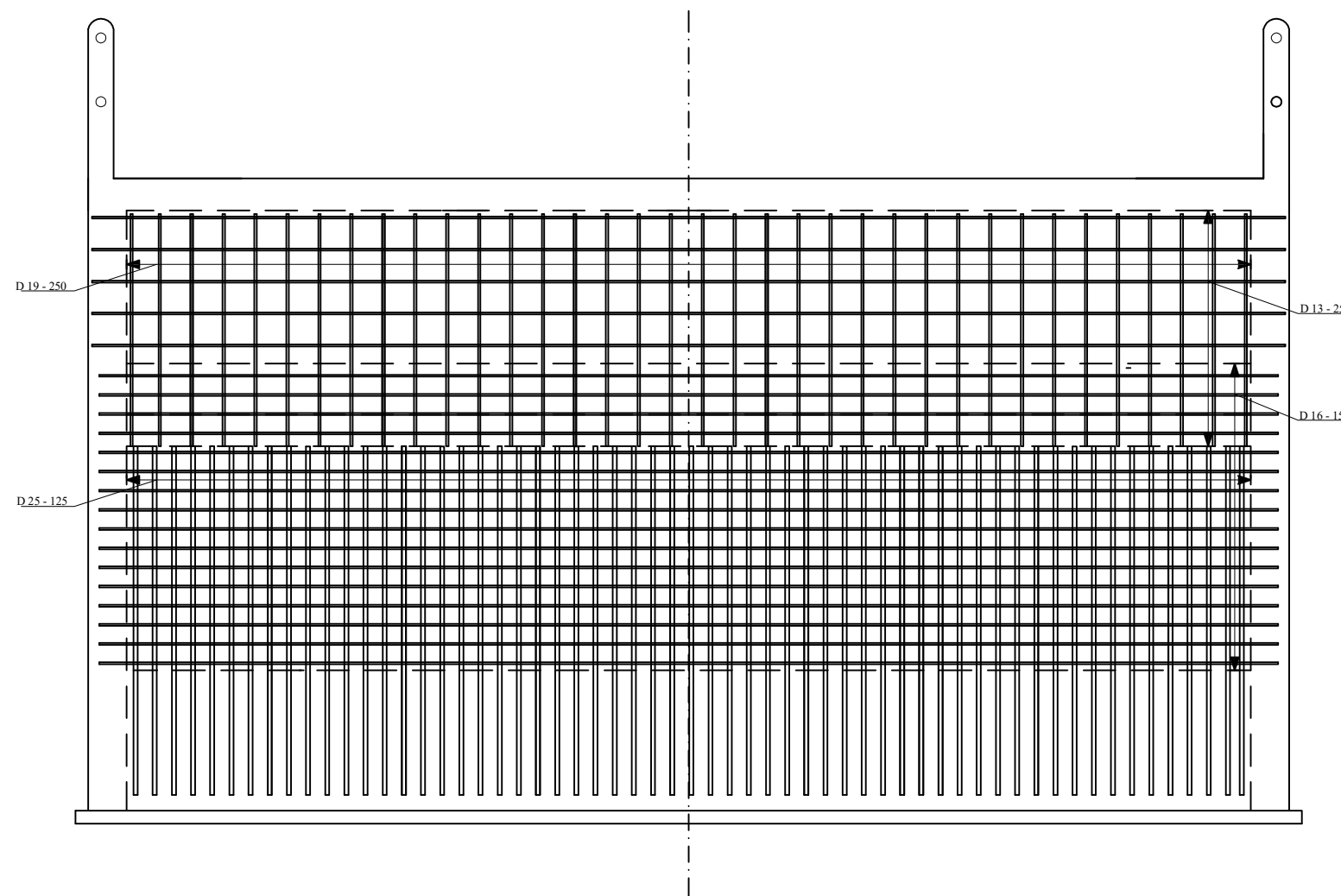
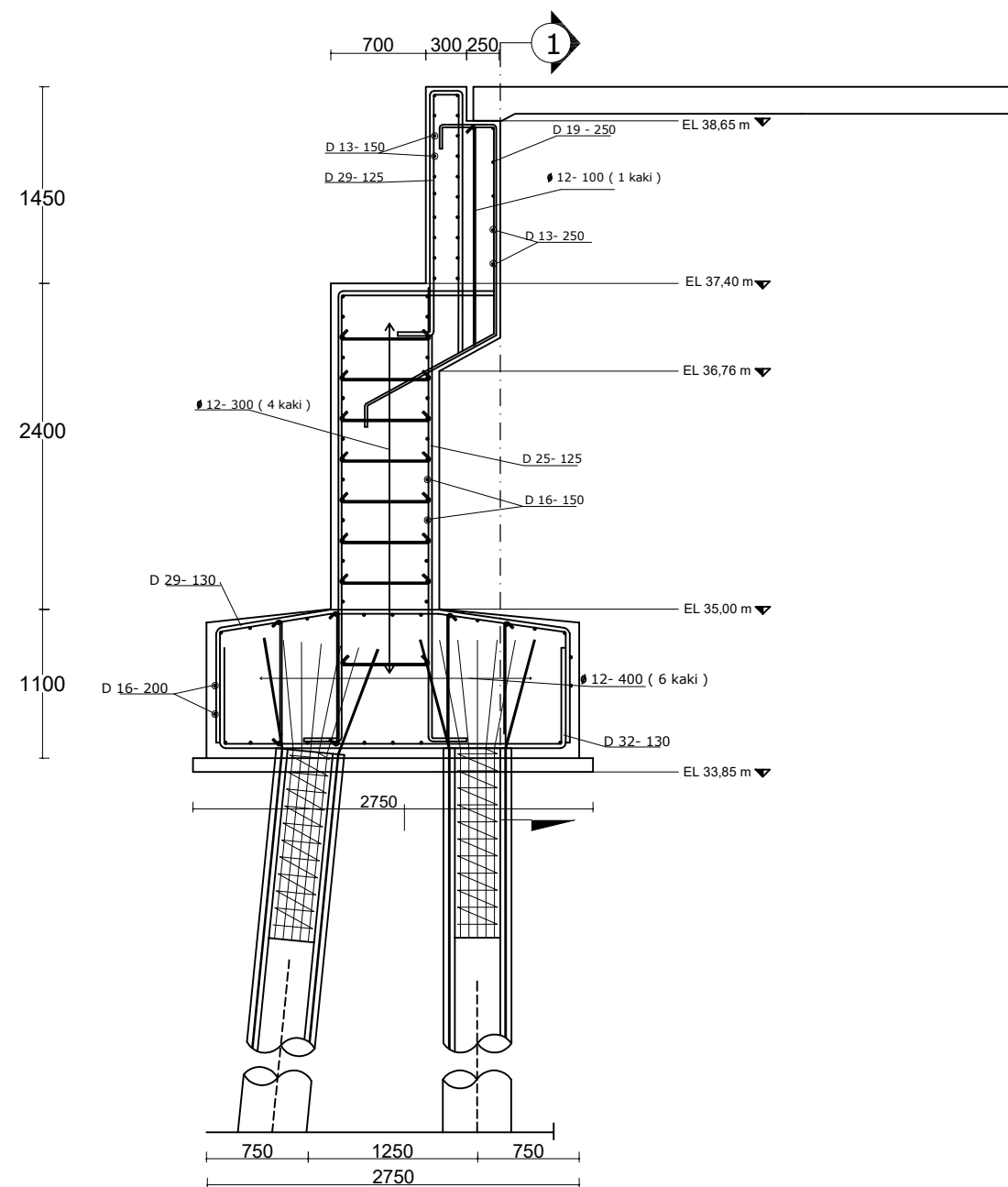
**Menyetujui Dosen II**

Ir. Ibnu Pudji Rahardjo, Ms,  
NIP.196001051986031003

**No**

23

**Ket**



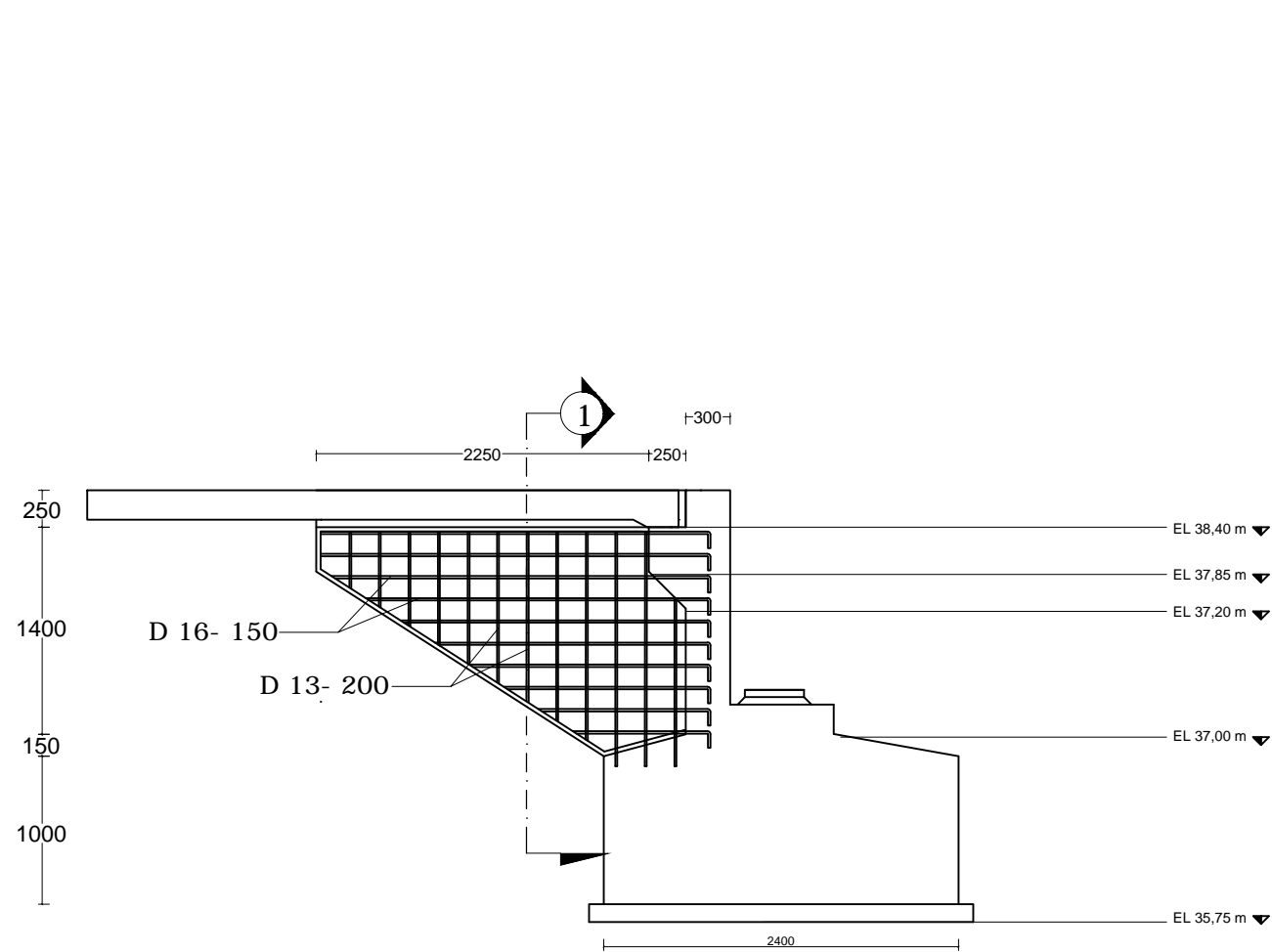
**TAMPAK SAMPING POT 1 ABT 2**  
SKALA 1 : 50

**DETAIL PENULANGAN ABT 2**  
SKALA 1 : 50

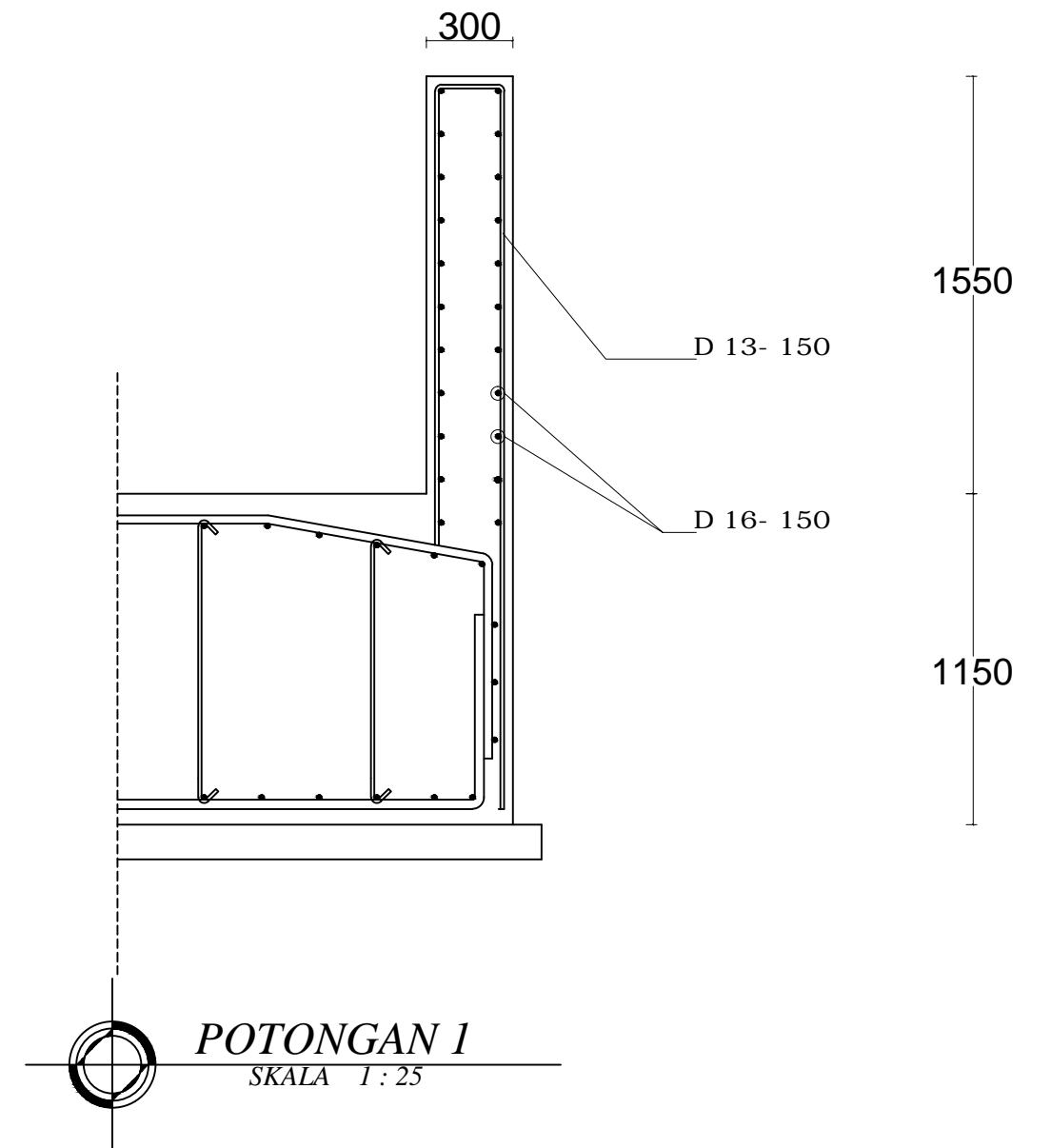


JUDUL TUGAS AKHIR	NAMA GAMBAR	SKALA	MAHASISWA I	MAHASISWA II	Menyetujui Dosen I	Menyetujui Dosen II	No	Ket
PERENCANAAN ULANG JEMBATAN KALI ANYAR DESA BANTUR KABUPATEN MALANG KILOMETER 24 + 650 BALEKAMBANG JAWA TIMUR DENGAN MENGGUNAKAN BETON KONVENSIONAL	Penulangan pada Abutment 2	1 : 50	Nur Qurrota A'yun NRP. 3114030144	Rr. Atit Salma NRP. 3114030159	Ir. Chomaedhi, CES, Geo NIP.195503191984031001	Ir. Ibnu Pudji Rahardjo, Ms, NIP.196001051986031003	24	

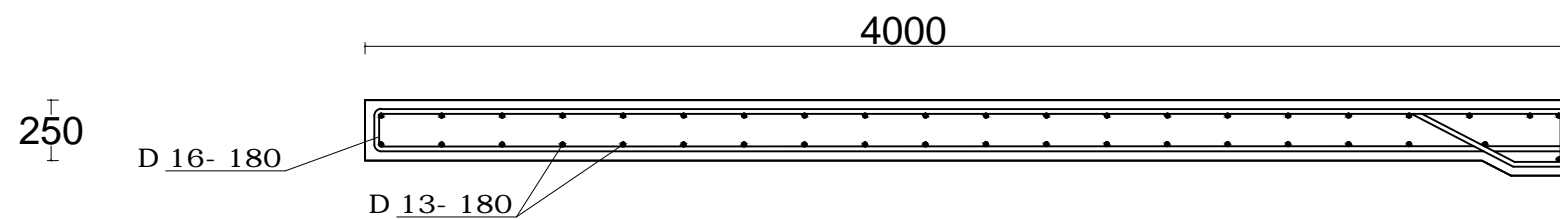




**DETAIL PENULANGAN WING WALL**  
**ABT 1**  
 SKALA 1 : 50

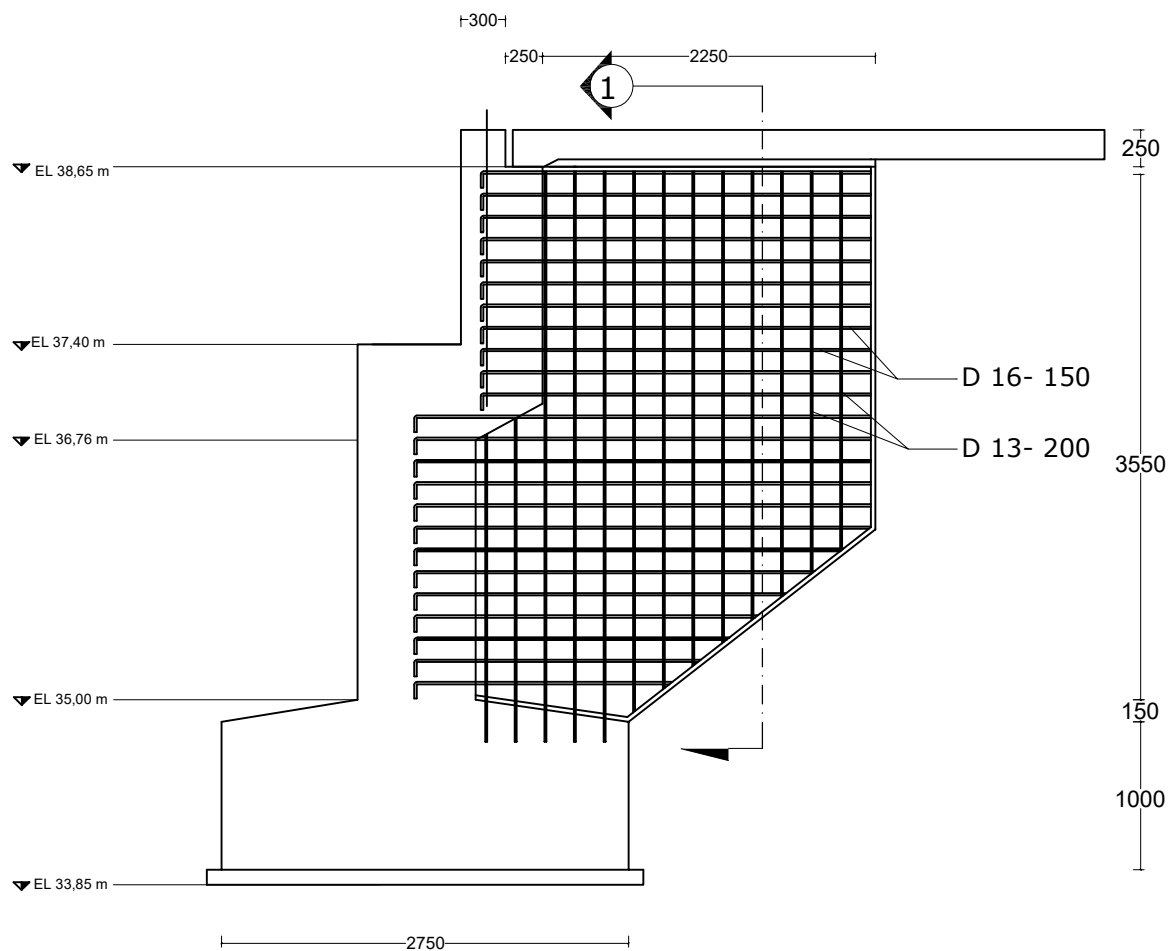


**POTONGAN 1**  
 SKALA 1 : 25

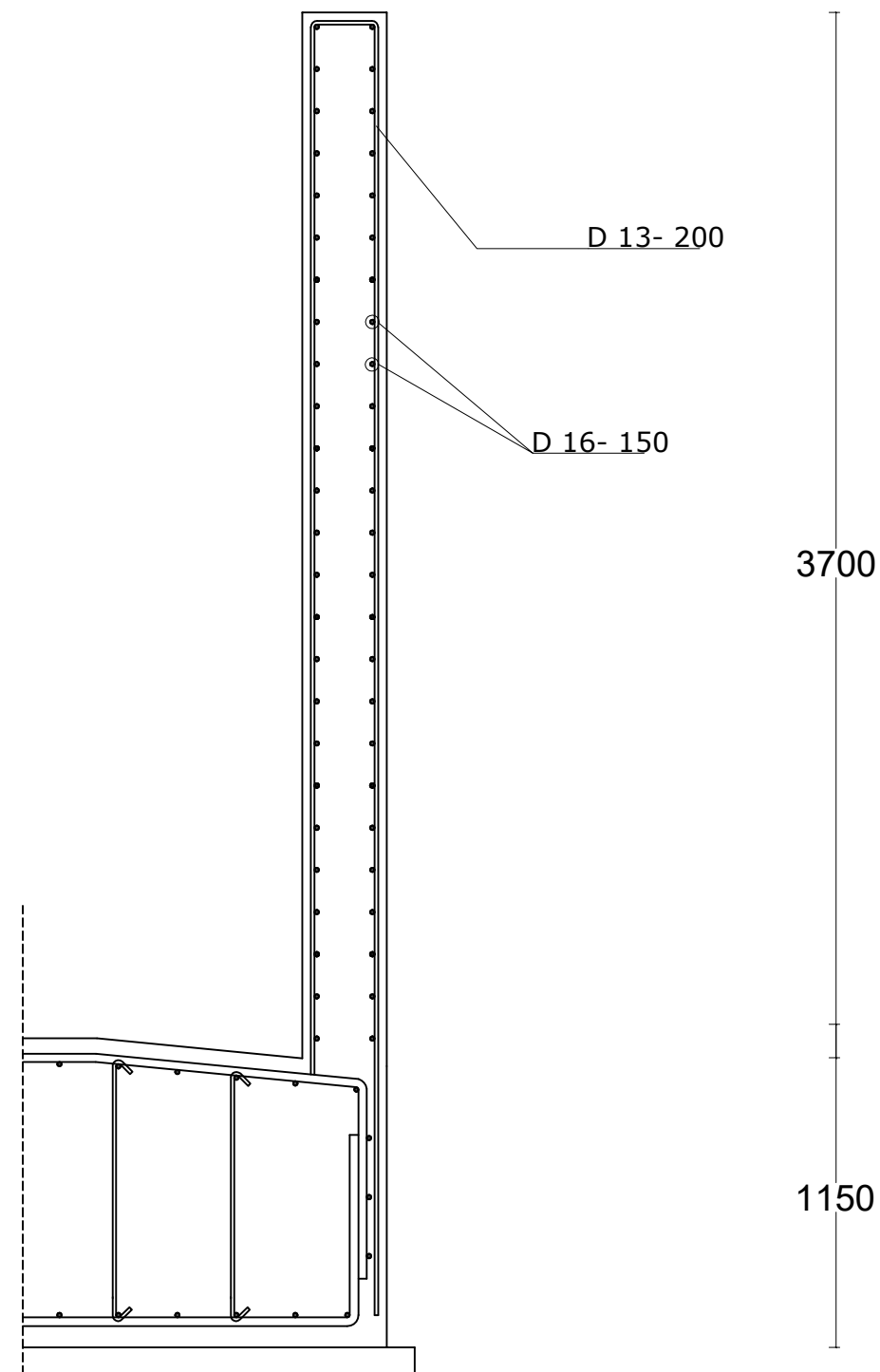


**DETAIL PENULANGAN PLAT INJAK**  
 SKALA 1 : 25

JUDUL TUGAS AKHIR	NAMA GAMBAR	SKALA	MAHASISWA I	MAHASISWA II	Menyetujui Dosen I	Menyetujui Dosen II	No	Ket
PERENCANAAN ULANG JEMBATAN KALI ANYAR DESA BANTUR KABUPATEN MALANG KILOMETER 24 + 650 BALEKAMBANG JAWA TIMUR DENGAN MENGGUNAKAN BETON KONVENSIONAL	Detail Penulangan Wing Wall pada Abutment 1 Detail Penulangan Plat injak	1 : 50 1 : 25	Nur Qurrota A'yun NRP. 3114030144	Rr. Atit Salma NRP. 3114030159	Ir. Chomaedhi, CES, Geo NIP.195503191984031001	Ir. Ibnu Pudji Rahardjo, Ms. NIP.196001051986031003	25	



*DETAIL PENULANGAN WING WALL*  
*ABT 2*  
 SKALA 1 : 50



*POTONGAN I*  
 SKALA 1 : 25



PERENCANAAN ULANG JEMBATAN KALI  
 ANYAR DESA BANTUR KABUPATEN MALANG  
 KILOMETER 24 + 650 BALEKAMBANG JAWA  
 TIMUR DENGAN MENGGUNAKAN BETON  
 KONVENSIONAL

NAMA GAMBAR  
 Detail Penulangan Wing Wall  
 pada Abutment 2

SKALA  
 1 : 50

MAHASISWA I  
 Nur Qurrota A'yun  
 NRP. 3114030144

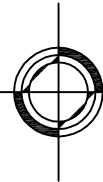
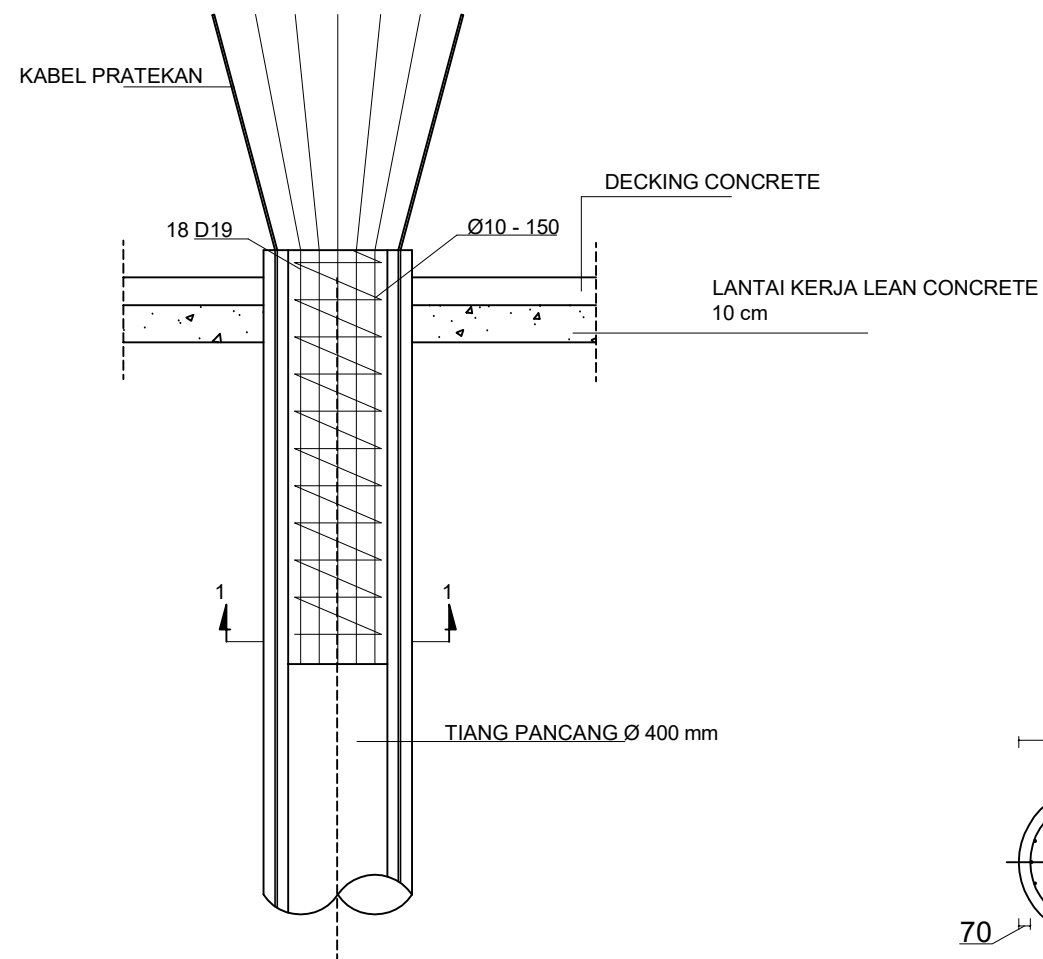
MAHASISWA II  
 Rr. Atit Salma  
 NRP. 3114030159

Menyetujui Dosen I  
 Ir. Chomaedhi, CES, Geo  
 NIP.195503191984031001

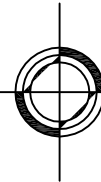
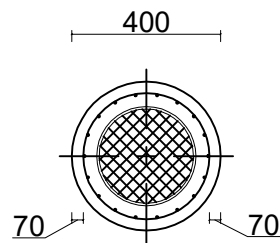
Menyetujui Dosen II  
 Ir. Ibnu Pudji Rahardjo, Ms,  
 NIP.196001051986031003

No  
 26

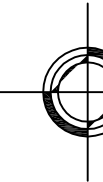
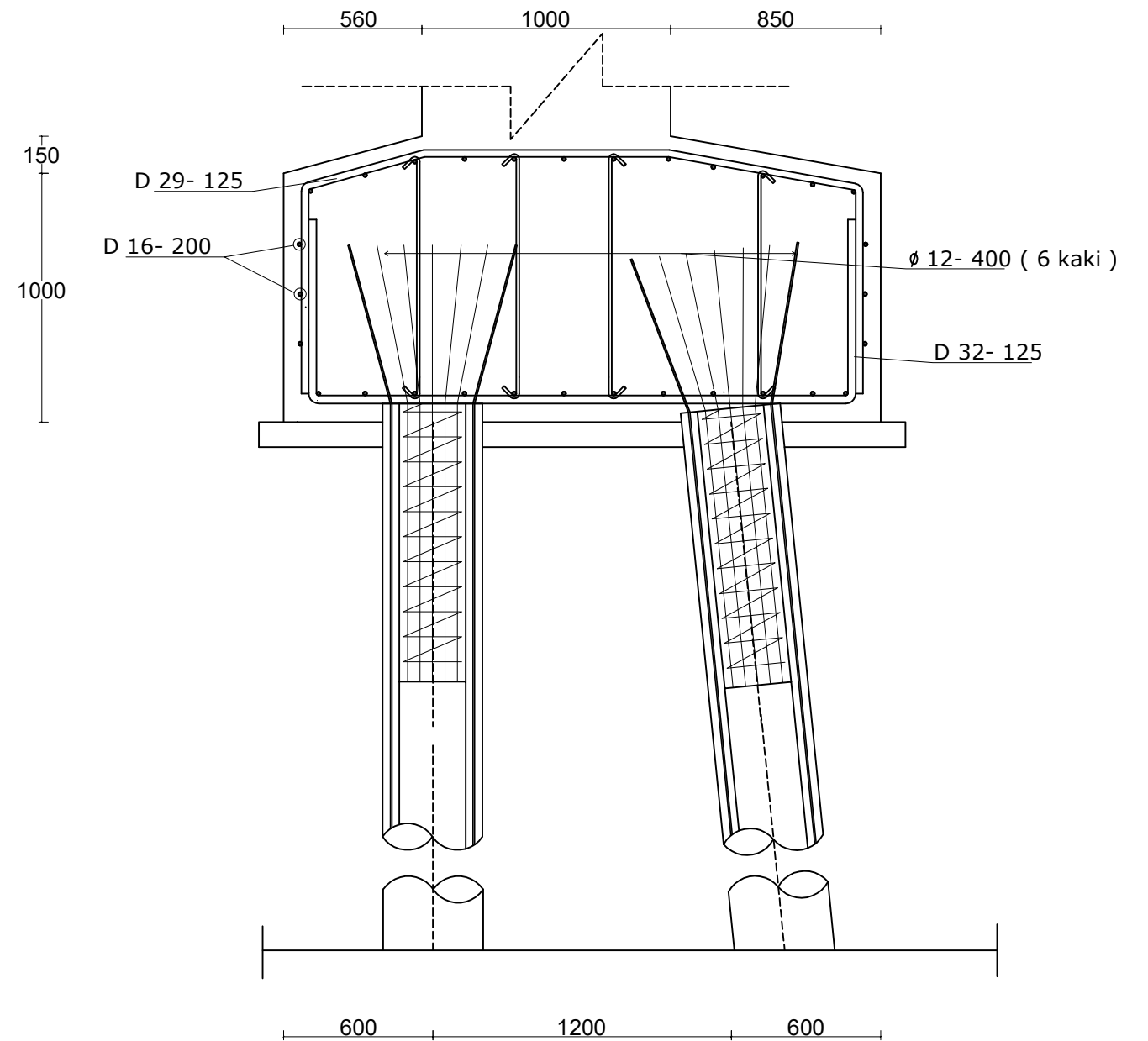
Ket



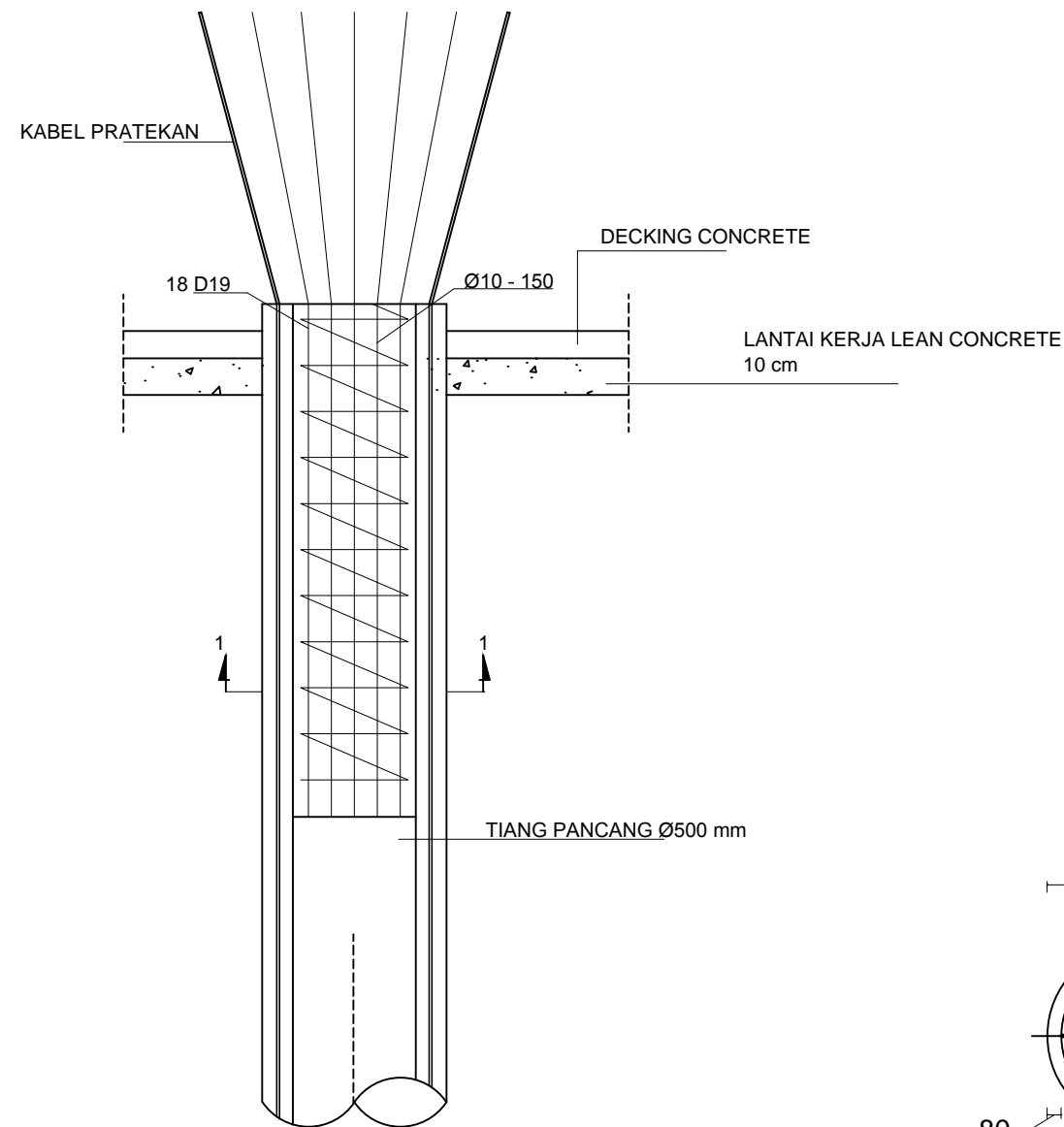
*DETAI HUBUNGAN PENULANGAN  
PANCANG*  
SKALA 1 : 20



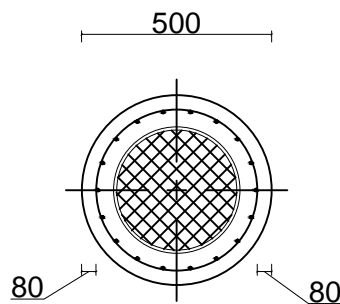
*POTONGAN 1 - I*  
SKALA 1 : 20



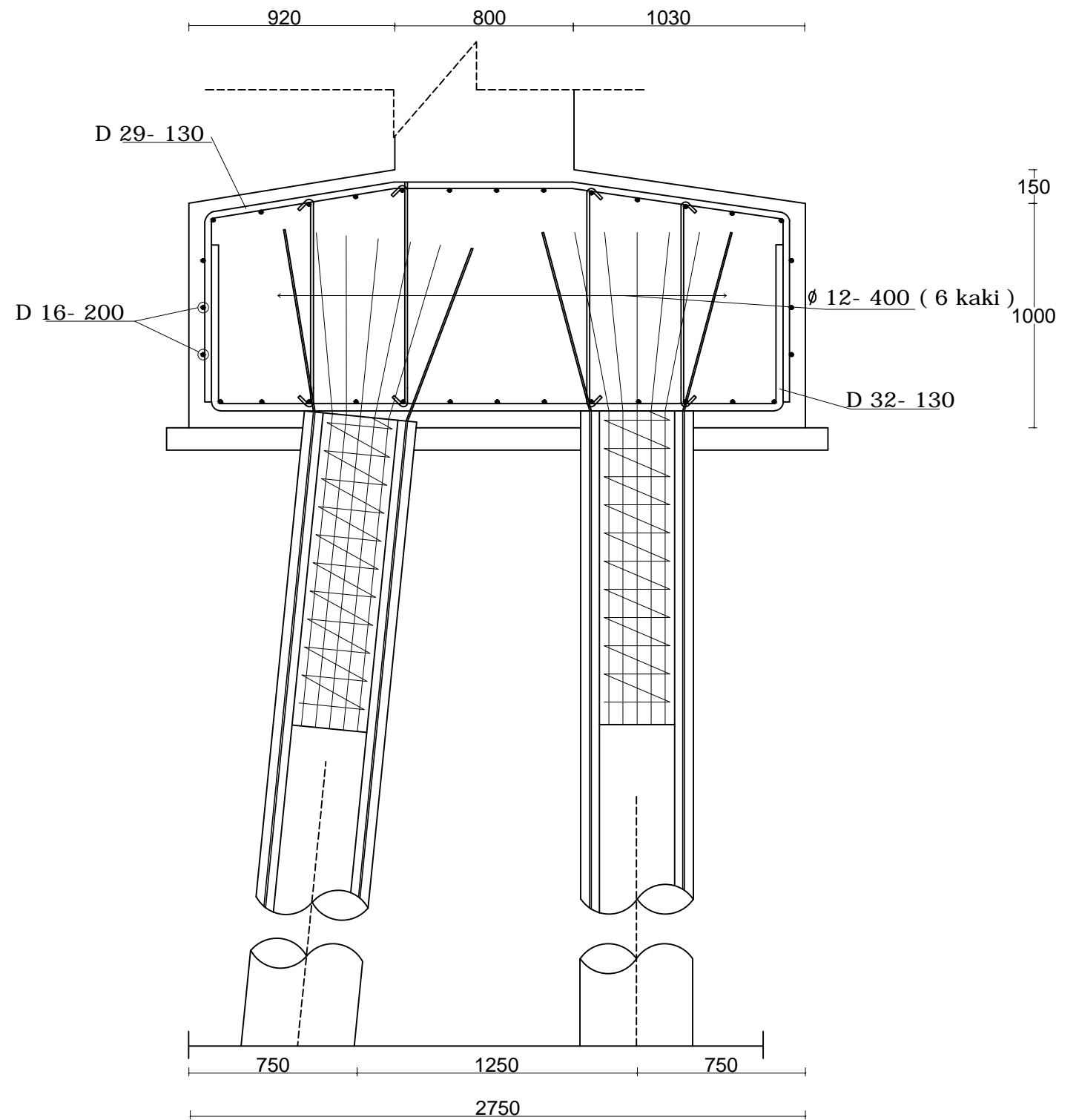
*DETAIL PENULANGAN PILE CAP  
ABT 1*  
SKALA 1 : 25



**DETAIL HUBUNGAN PENULANGAN  
PANCANG**  
SKALA 1 : 20



**POTONGAN 1 - 1**  
SKALA 1 : 20



**DETAIL PENULANGAN PILE CAP  
ABT 2**  
SKALA 1 : 25

#### JUDUL TUGAS AKHIR

PERENCANAAN ULANG JEMBATAN KALI  
ANYAR DESA BANTUR KABUPATEN MALANG  
KILOMETER 24 + 650 BALEKAMBANG JAWA  
TIMUR DENGAN MENGGUNAKAN BETON  
KONVENSIIONAL

#### NAMA GAMBAR

Detail Penulangan Pile Cap A 2  
Detail Penulangan Tiang Pancang

#### SKALA

1 : 25  
1 : 20

#### MAHASISWA I

Nur Qurrota A'yun  
NRP. 3114030144

#### MAHASISWA II

Rr. Atit Salma  
NRP. 3114030159

#### Menyetujui Dosen I

Ir. Chomaedhi, CES, Geo  
NIP.195503191984031001

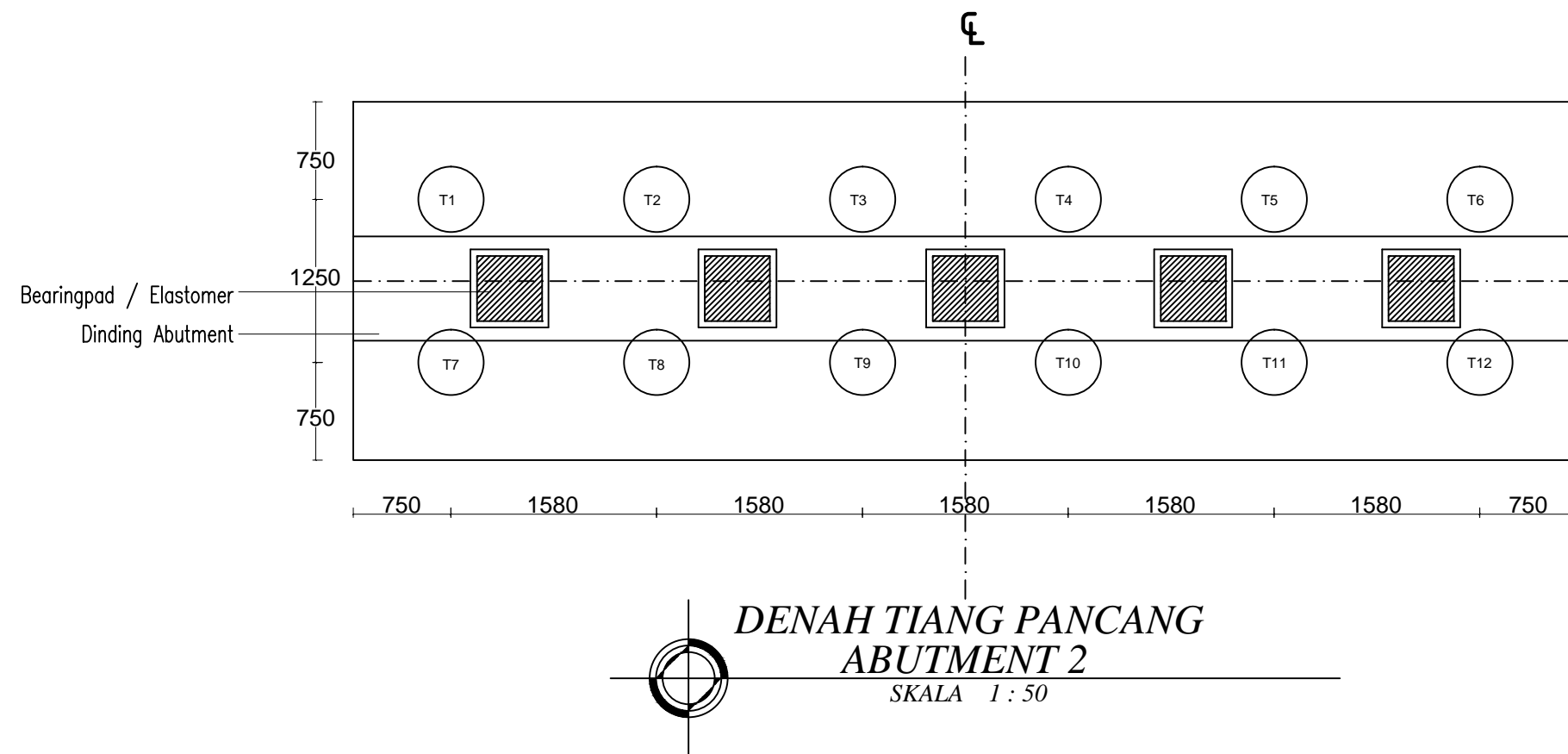
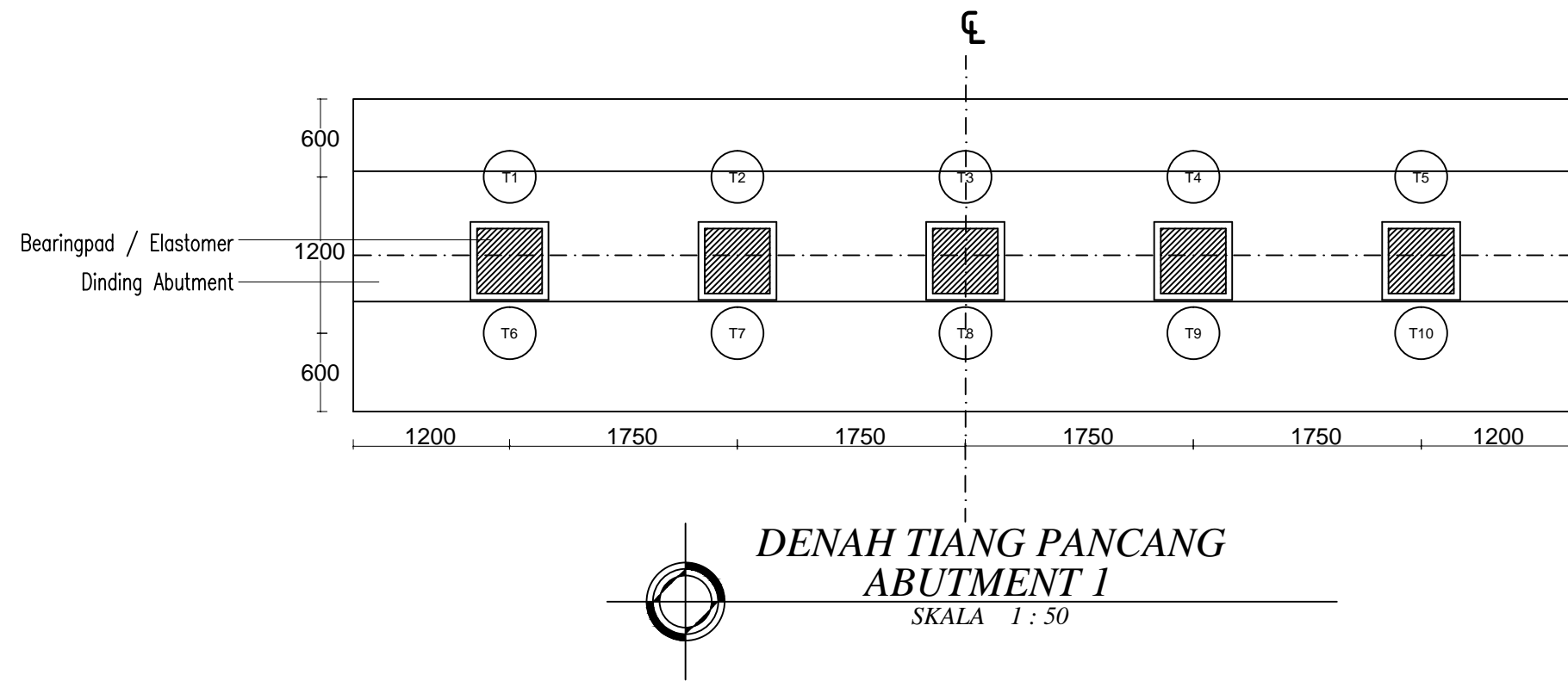
#### Menyetujui Dosen II

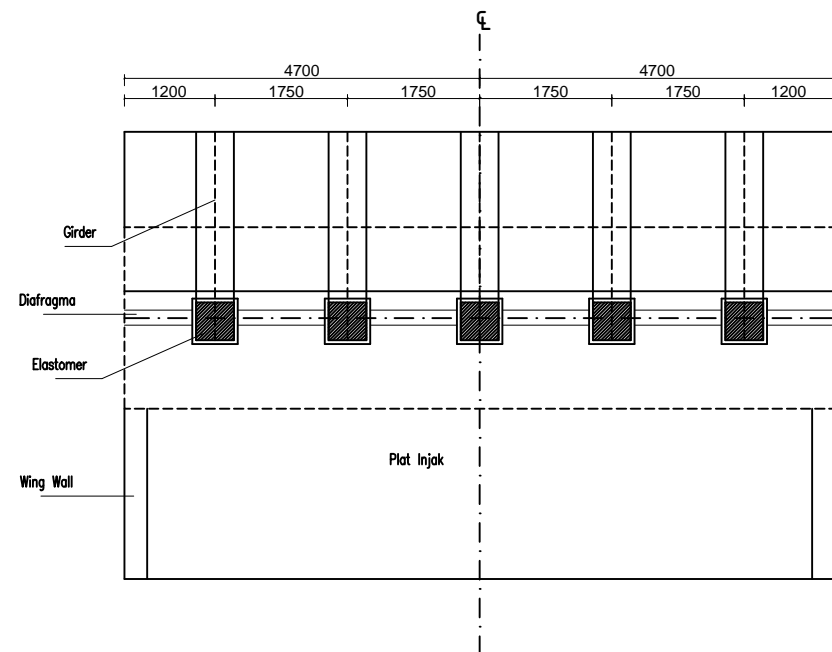
Ir. Ibnu Pudji Rahardjo, Ms.  
NIP.196001051986031003

#### No

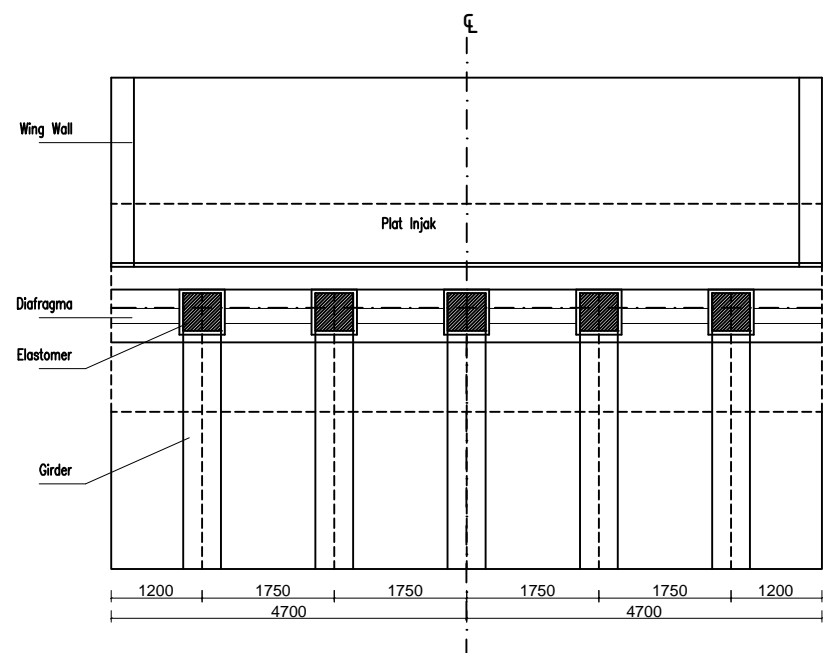
28

#### Ket



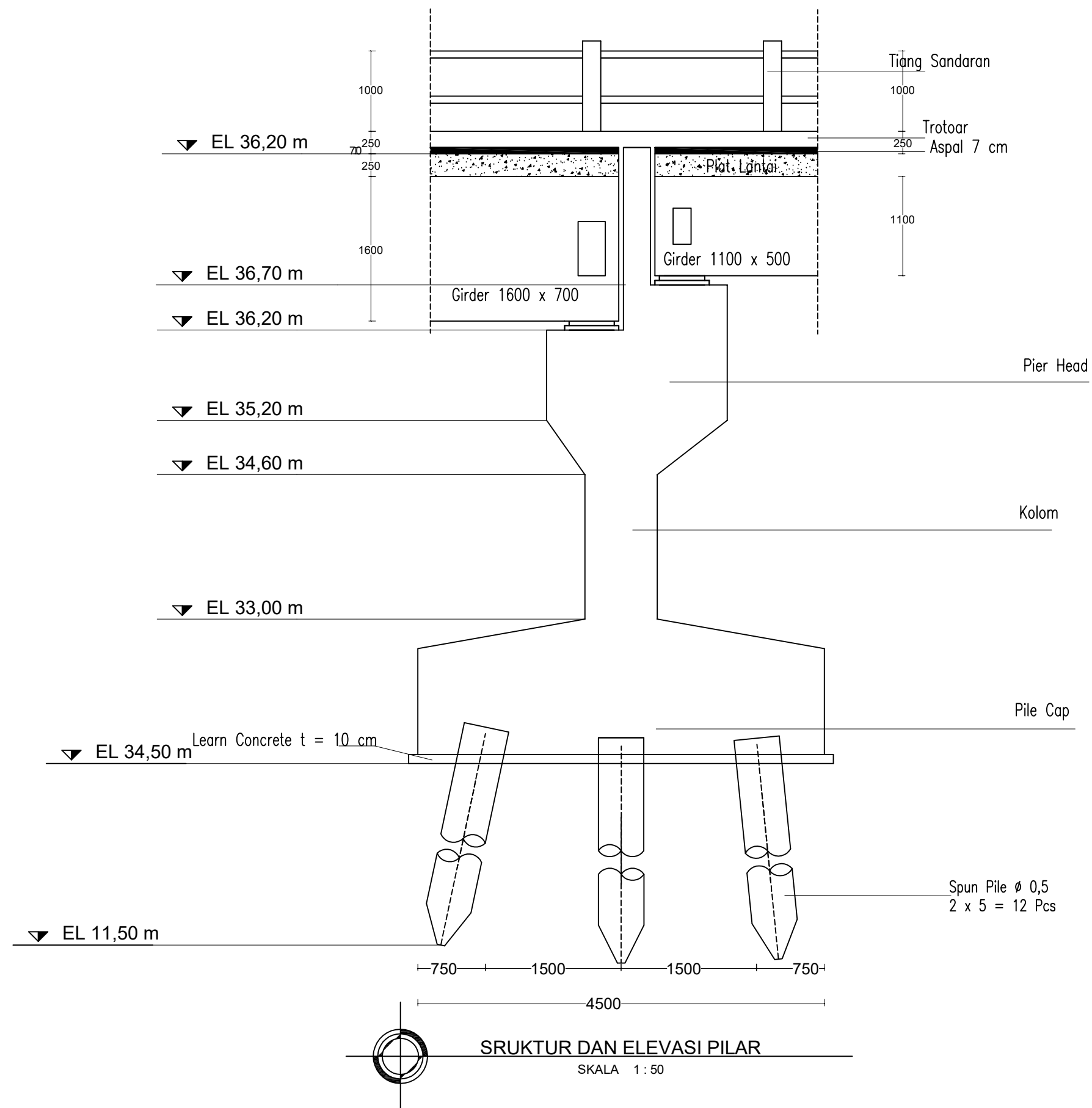


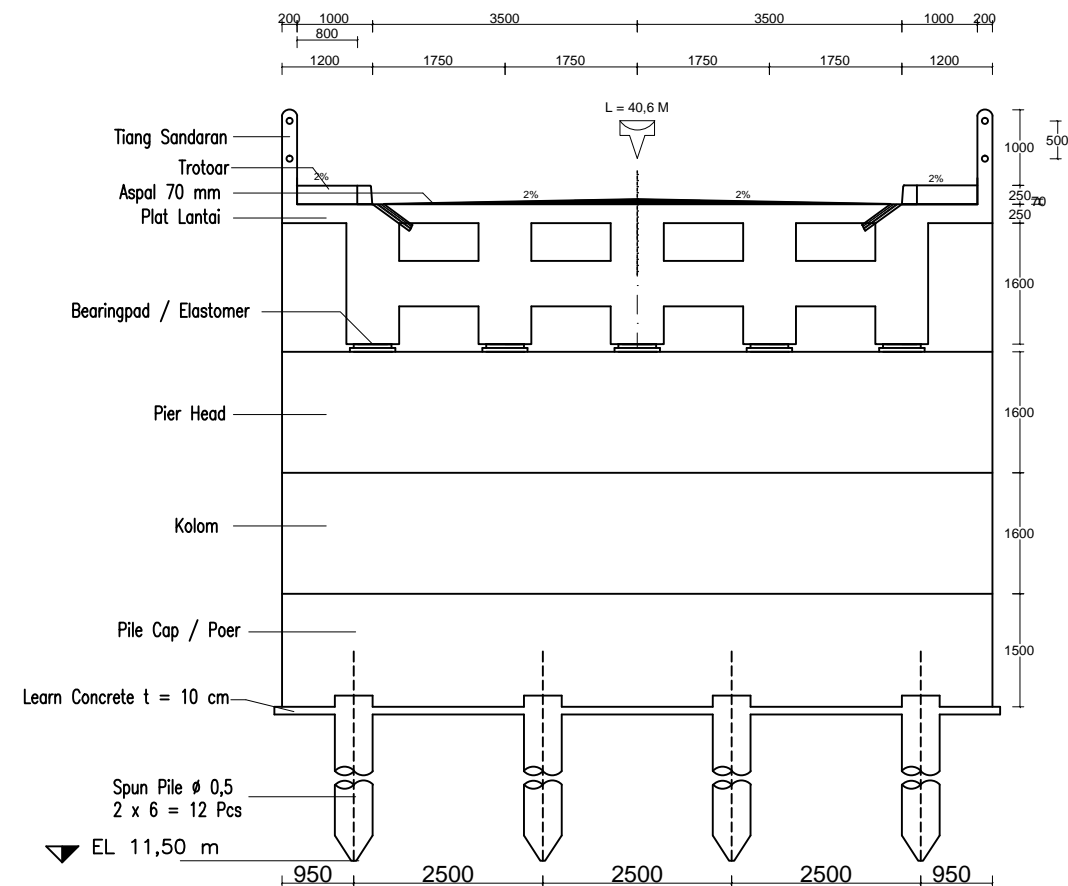
 **TAMPAK ATAS ABUTMENT 1**  
SKALA 1 : 100



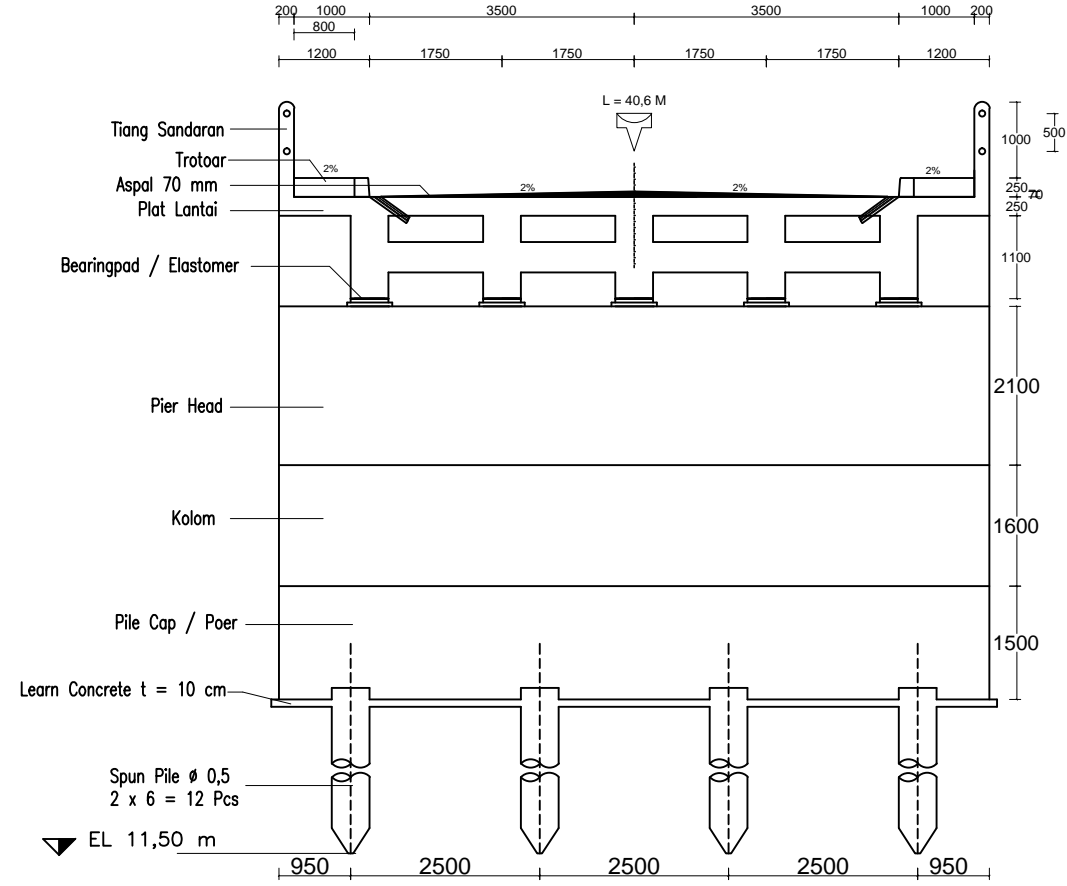
 **TAMPAK ATAS ABUTMENT 2**  
SKALA 1 : 100

JUDUL TUGAS AKHIR	NAMA GAMBAR	SKALA	MAHASISWA I	MAHASISWA II	Menyetujui Dosen I	Menyetujui Dosen II	No	Ket
PERENCANAAN ULANG JEMBATAN KALI ANYAR DESA BANTUR KABUPATEN MALANG KILOMETER 24 + 650 BALEKAMBANG JAWA TIMUR DENGAN MENGGUNAKAN BETON KONVENSIONAL	Tampak Atas Abutment 1  Tampak Atas Abutment 2	1 : 100  1 : 100	  Nur Qurrota A'yun NRP. 3114030144	  Rr. Atit Salma NRP. 3114030159	  Ir. Chomaedhi, CES, Geo NIP.195503191984031001	  Ir. Ibnu Pudji Rahardjo, Ms. NIP.196001051986031003	30	

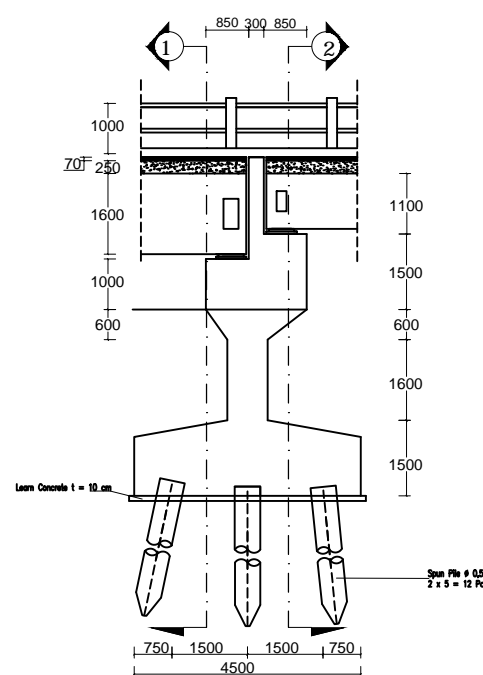




**POTONGAN 1**  
SKALA 1 : 100



**POTONGAN 2**  
SKALA 1 : 100



**DIMENSI PILAR**  
SKALA 1 : 150

#### JUDUL TUGAS AKHIR

PERENCANAAN ULANG JEMBATAN KALI  
ANYAR DESA BANTUR KABUPATEN MALANG  
KILOMETER 24 + 650 BALEKAMBANG JAWA  
TIMUR DENGAN MENGGUNAKAN BETON  
KONVENSIONAL

#### NAMA GAMBAR

Dimensi Pilar  
Potongan 1  
Potongan 2

#### SKALA

1 : 150  
1 : 100  
1 : 100

#### MAHASISWA I

Nur Qurrota A'yun  
NRP. 3114030144

#### MAHASISWA II

Rr. Atit Salma  
NRP. 3114030159

#### Menyetujui Dosen I

Ir. Chomaedhi, CES, Geo  
NIP.195503191984031001

#### Menyetujui Dosen II

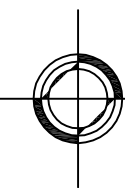
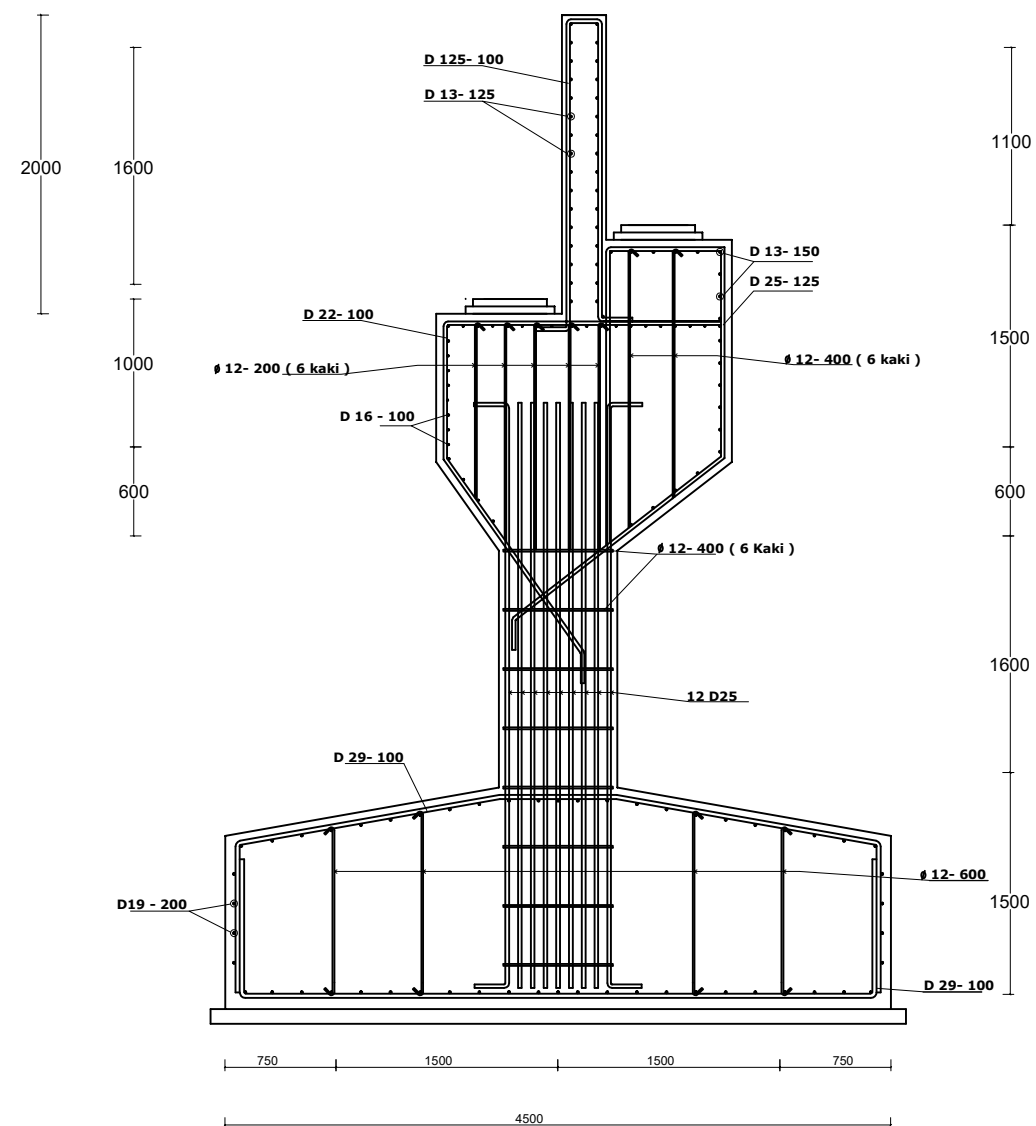
Ir. Ibnu Pudji Rahardjo, Ms.  
NIP.196001051986031003

#### No

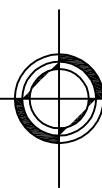
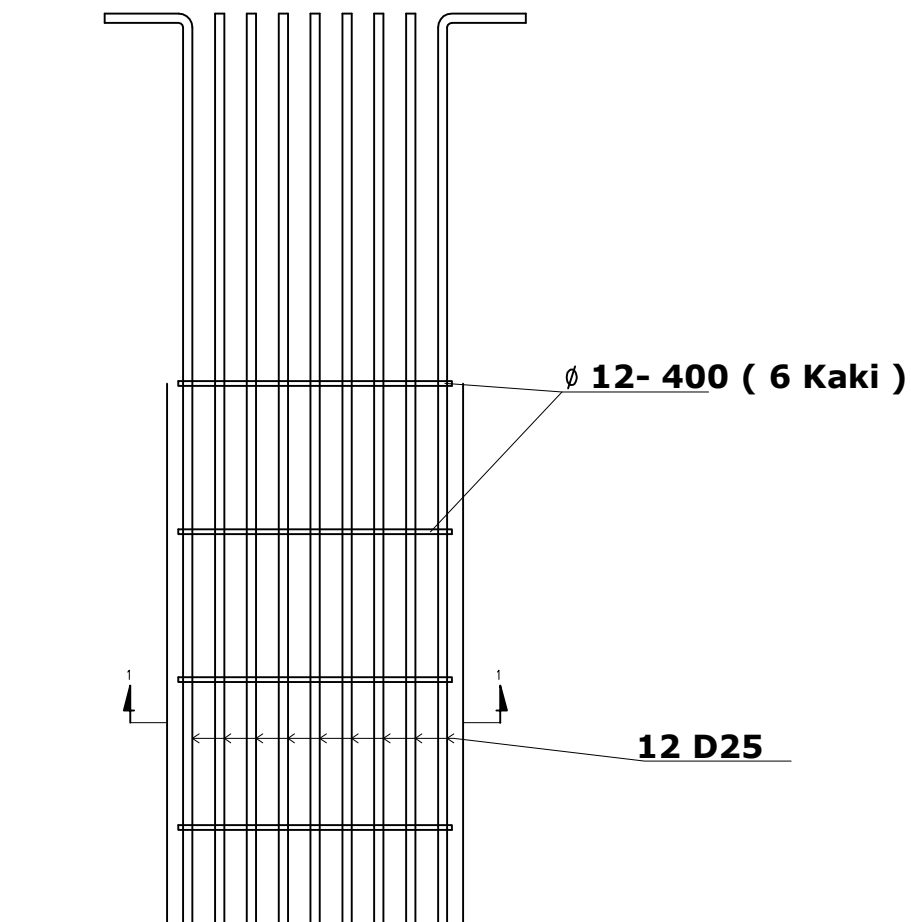
32

#### Ket

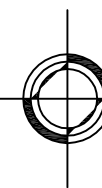
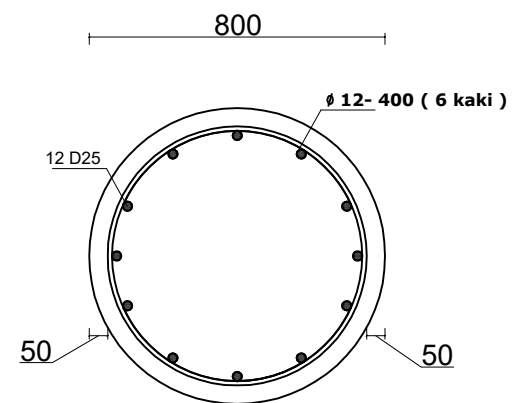




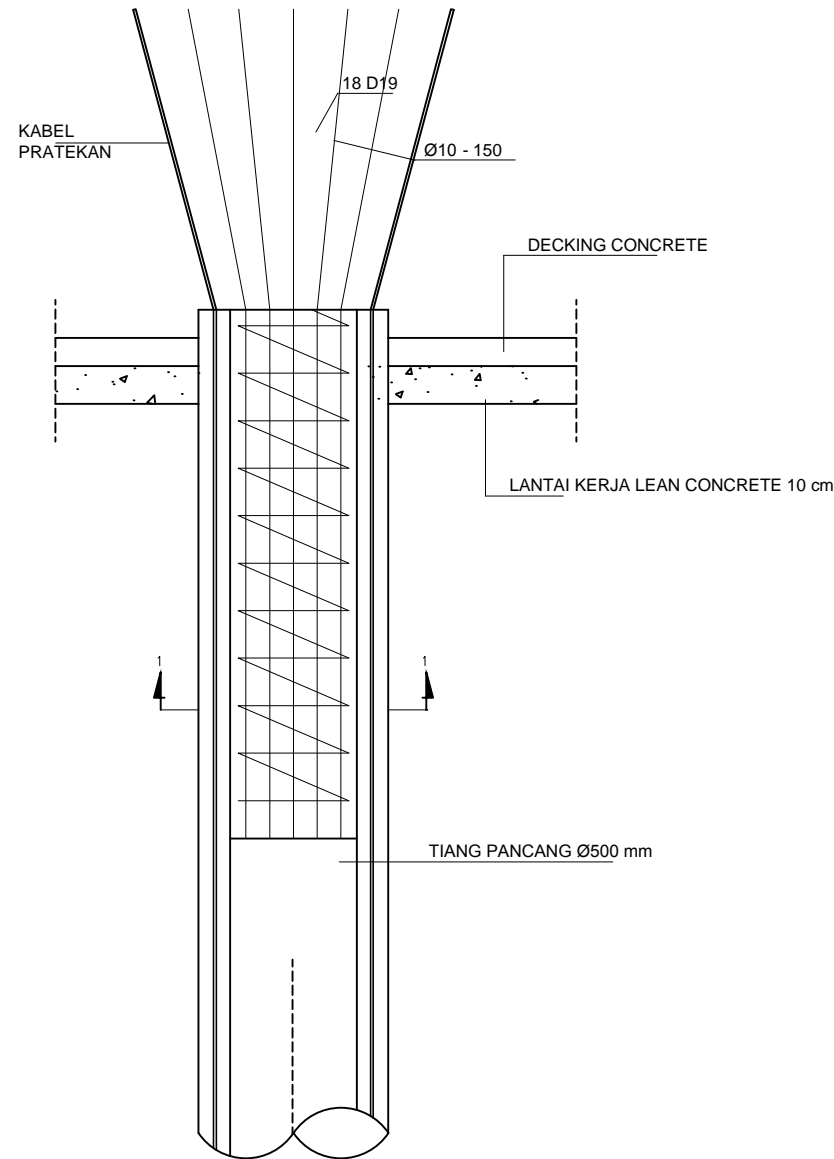
**PENULAGAN PILAR**  
SKALA 1 : 50



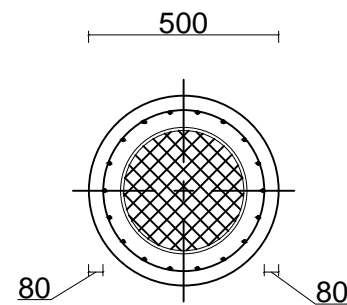
**DETAIL PENULANGAN KOLOM  
PILAR**  
SKALA 1 : 20



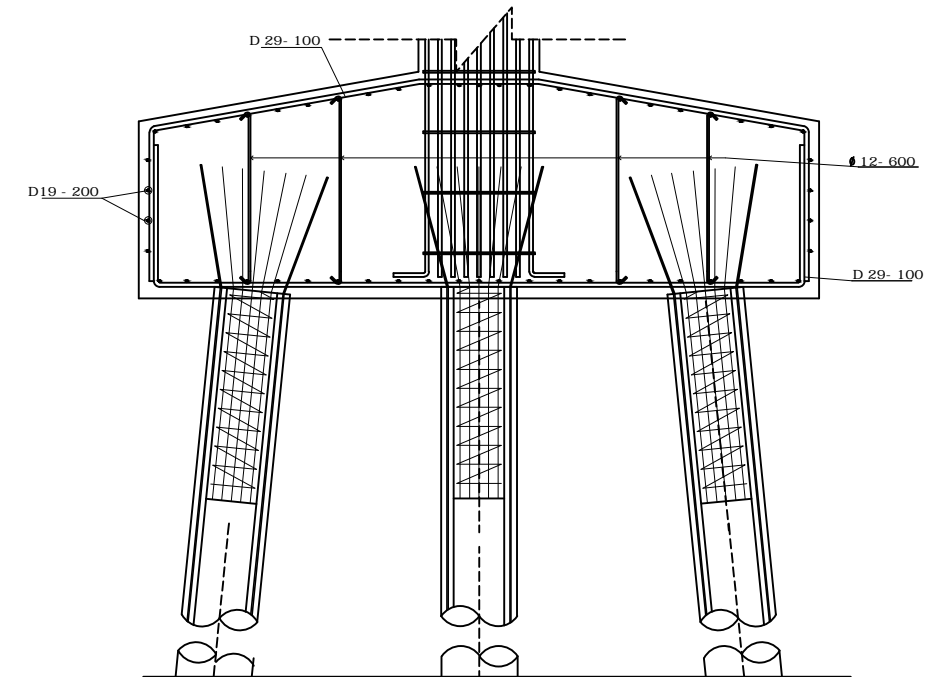
**POTONGAN 1 - 1**  
SKALA 1 : 20



**DETAI HUBUNGAN PENULANGAN PANCANG**  
SKALA 1 : 20



**POTONGAN 1 -1**  
SKALA 1 : 20



**DETAI PENULANGAN PILE CAP PILAR**  
SKALA 1 : 50

#### JUDUL TUGAS AKHIR

PERENCANAAN ULANG JEMBATAN KALI  
ANYAR DESA BANTUR KABUPATEN MALANG  
KILOMETER 24 + 650 BALEKAMBANG JAWA  
TIMUR DENGAN MENGGUNAKAN BETON  
KONVENSIONAL

#### NAMA GAMBAR

Detail Penulangan Pile Cap Pilar  
Detail Penulangan Tiang Pancang

#### SKALA

1 : 50  
1 : 20

#### MAHASISWA I

Nur Qurrota A'yun  
NRP. 3114030144

#### MAHASISWA II

Rr. Atit Salma  
NRP. 3114030159

#### Menyetujui Dosen I

Ir. Chomaedhi, CES, Geo  
NIP.195503191984031001

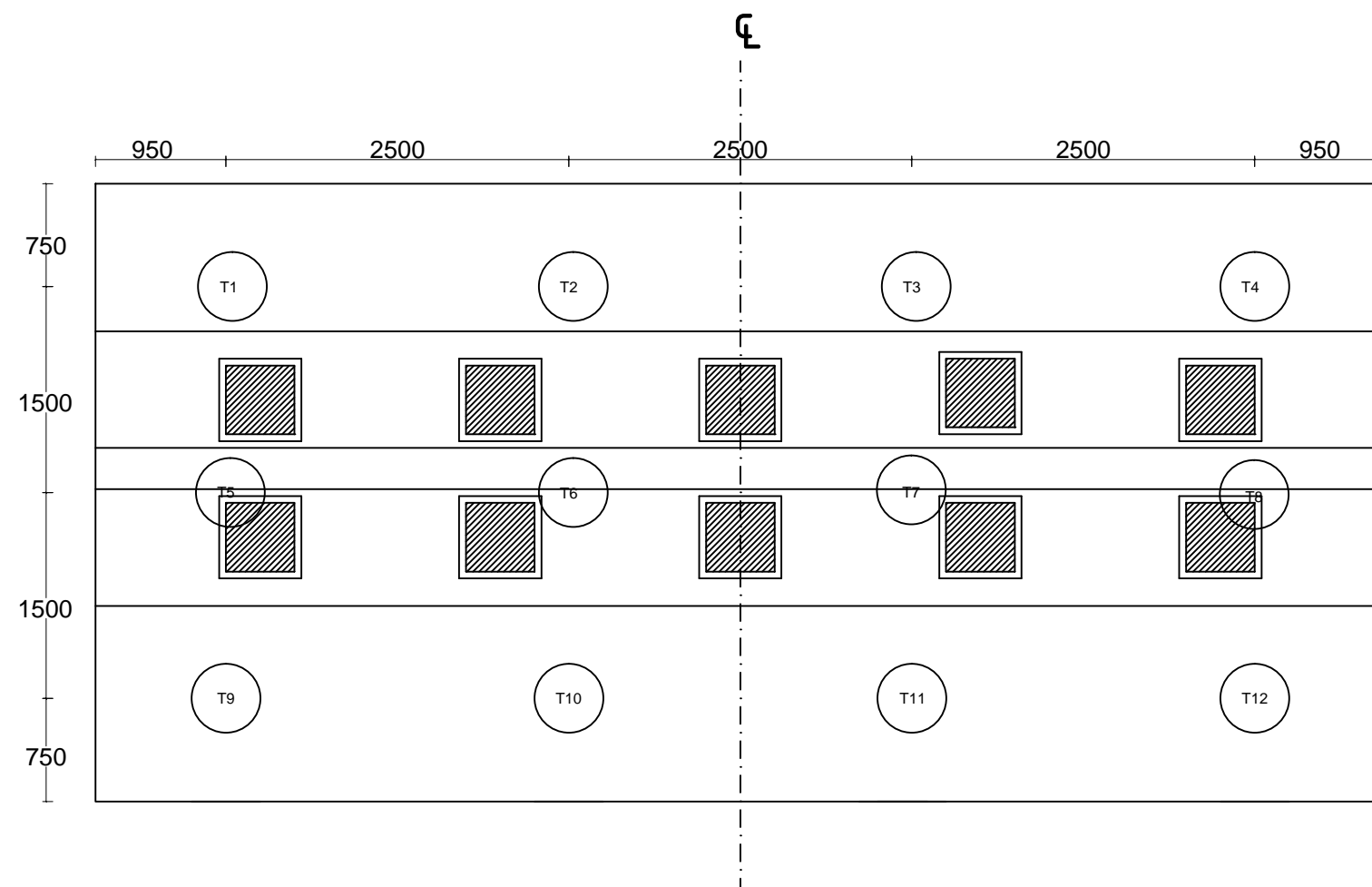
#### Menyetujui Dosen II

Ir. Ibnu Pudji Rahardjo, Ms.  
NIP.196001051986031003

#### No

34

#### Ket



 **DENAH TIANG PANCANG PILAR**  
SKALA 1 : 50

**JUDUL TUGAS AKHIR**

**PERENCANAAN ULANG JEMBATAN KALI  
ANYAR DESA BANTUR KABUPATEN MALANG  
KILOMETER 24 + 650 BALEKAMBANG JAWA  
TIMUR DENGAN MENGGUNAKAN BETON  
KONVENSIONAL**

**NAMA GAMBAR**

Denah Tiang pancang Pilar

**SKALA**

1 : 50

**MAHASISWA I**

Nur Qurrota A'yun  
NRP. 3114030144

**MAHASISWA II**

Rr. Atit Salma  
NRP. 3114030159

**Menyetujui Dosen I**

Ir. Chomaedhi, CES, Geo  
NIP.195503191984031001

**Menyetujui Dosen II**

Ir. Ibnu Pudji Rahardjo, Ms.  
NIP.196001051986031003

**No**

35

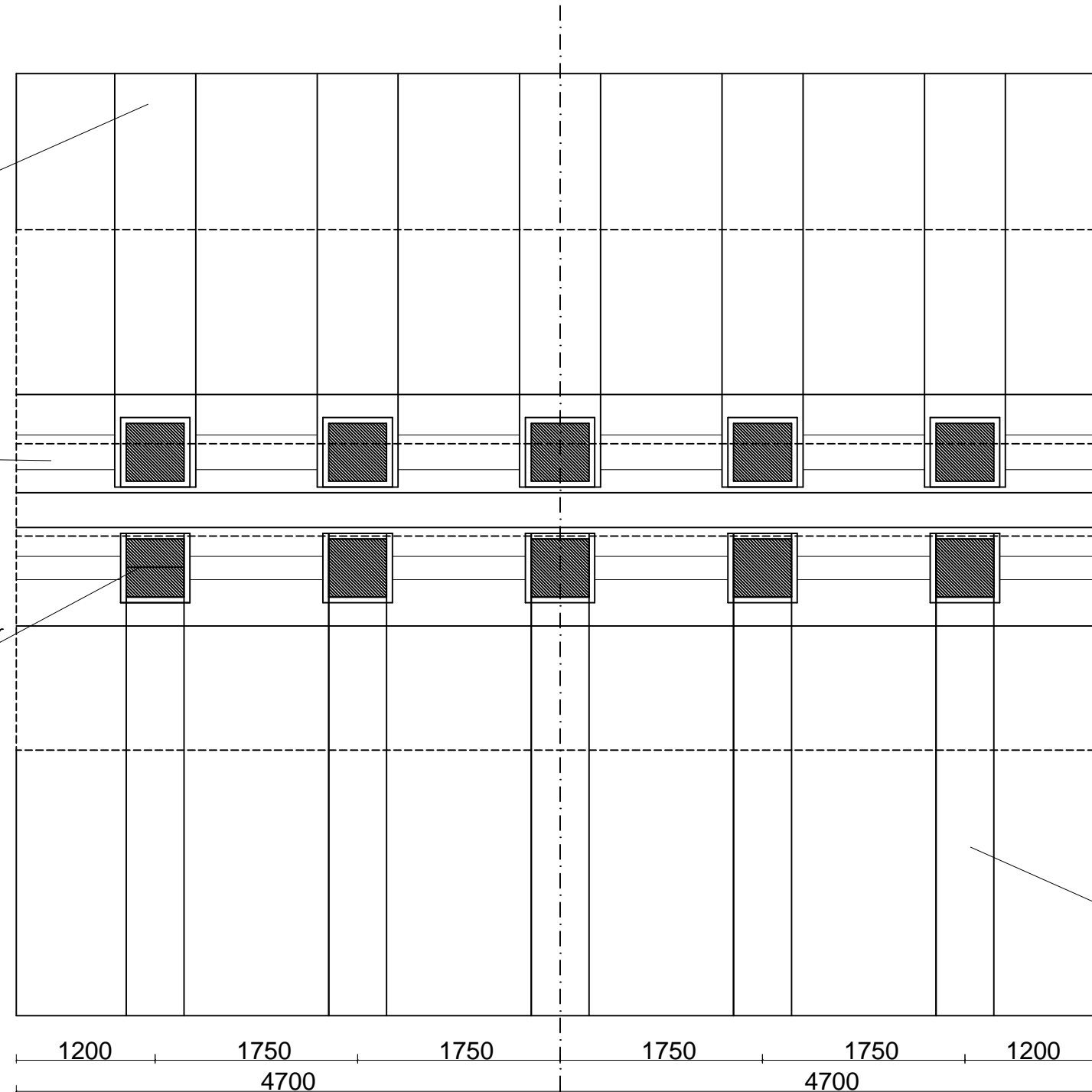
**Ket**

Girder 700 x 1600

Diafragma

Elastomer

Girder 500 x 1100



JUDUL TUGAS AKHIR

NAMA GAMBAR

SKALA

MAHASISWA I

MAHASISWA II

Menyetujui Dosen I

Menyetujui Dosen II

No

Ket

PERENCANAAN ULANG JEMBATAN KALI  
ANYAR DESA BANTUR KABUPATEN MALANG  
KILOMETER 24 + 650 BALEKAMBANG JAWA  
TIMUR DENGAN MENGGUNAKAN BETON  
KONVENSIONAL

Tampak Atas Pilar

1 : 50

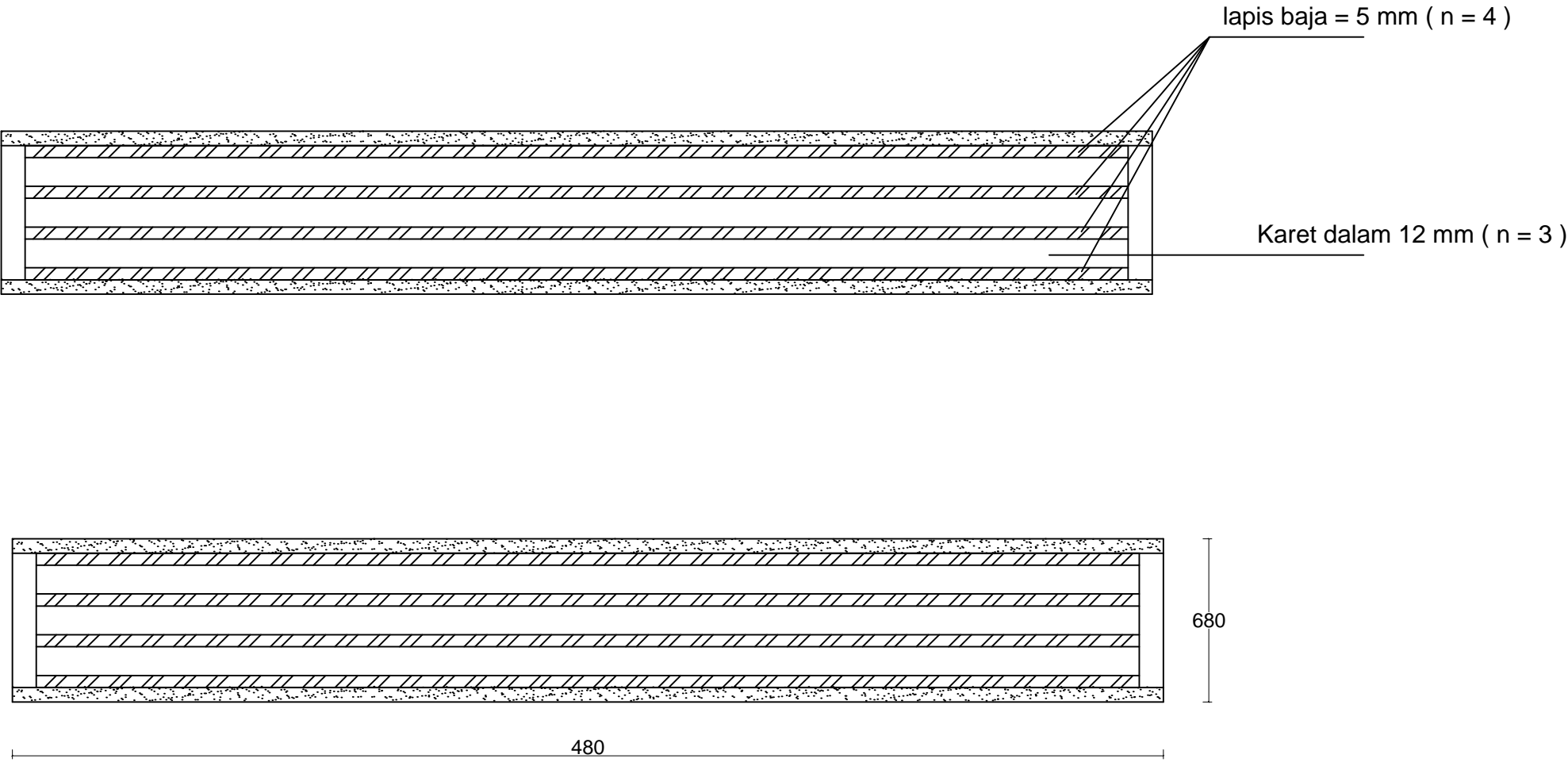
Nur Qurrota A'yun  
NRP. 3114030144

Rr. Atit Salma  
NRP. 3114030159


Ir. Chomaedhi, CES, Geo  
NIP.195503191984031001

Ir. Ibnu Pudji Rahardjo, Ms.  
NIP.196001051986031003

36



 **DETAIL ELASTOMER**  
SKALA 1 : 25

 ITS Institut Teknologi Sepuluh Nopember	JUDUL TUGAS AKHIR	NAMA GAMBAR	SKALA	MAHASISWA I	MAHASISWA II	Menyetujui Dosen I	Menyetujui Dosen II	No	Ket
	PERENCANAAN ULANG JEMBATAN KALI ANYAR DESA BANTUR KABUPATEN MALANG KILOMETER 24 + 650 BALEKAMBANG JAWA TIMUR DENGAN MENGGUNAKAN BETON KONVENSIONAL	Detail Elastomer	1 : 25	Nur Qurrota A'yun NRP. 3114030144	Rr. Atit Salma NRP. 3114030159	Ir. Chomaedhi, CES, Geo NIP.195503191984031001	Ir. Ibnu Pudji Rahardjo, Ms. NIP.196001051986031003	37	